

SERIE : B
N° D'ORDRE : 44
N° DE SERIE : 40

THESE

PRESENTÉE DEVANT

L'UNIVERSITE DE RENNES

U.E.R. STRUCTURE ET PROPRIETES DE LA MATIERE

POUR OBTENIR

LE TITRE DE **DOCTEUR-INGENIEUR**

EN SCIENCES PHYSIQUES-MENTION GENIE CIVIL

PAR

MACHALY EL - SAYED

Sujet de la thèse :

COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE
DES ASSEMBLAGES PAR BOULONS A HAUTE RESISTANCE

Soutenue le 9 juillet 1974 devant la Commission d'Examen

MM.

J. LE BOT

Président

J.M. ARIBERT

J. BROZZETTI

M. LEVASSEUR

M. LAQUERBE

} Examineurs

SERIE : B
N° D'ORDRE : 44
N° DE SERIE : 40

THESE

PRESENTEE DEVANT

L'UNIVERSITE DE RENNES

U.E.R. STRUCTURE ET PROPRIETES DE LA MATIERE

POUR OBTENIR

LE TITRE DE **DOCTEUR-INGENIEUR**

EN SCIENCES PHYSIQUES-MENTION GENIE CIVIL

PAR

MACHALY EL-SAYED

Sujet de la thèse :

**COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE
DES ASSEMBLAGES PAR BOULONS A HAUTE RESISTANCE**

Soutenue le 9 juillet 1974 devant la Commission d'Examen

MM.

J. LE BOT

Président

J.M. ARIBERT

J. BROZZETTI

M. LEVASSEUR

M. LAQUERBE

} Examineurs

SECRET

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL



CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL

Professeurs

Maîtres de Conférences & Chargés de Cours

Chimie

M. VEINE Jean
M. LE MOAL Henri
M. LEVAS E.
M. PELTIER Daniel
M. PRIGENT J.
M. FOUCAUD André
M. LANG Jean
M. CARRIE R.
M. GUERILLOT Claude-Roger
M. KERFANTO Michel (E.N.S.C.R.)
M. DABARD René
M. GRANDJEAN Daniel
M. LUCAS Jacques
M. MARTIN Guy

M. TALLEC André

Chimie Biologique

M. JOUAN Pierre
M. DUVAL Jacques

Géologie

M. COGNE Jean
Mlle DURAND Suzanne
M. BOILLOT Gilbert

M. HAMEURT Jean-Marie
M. LARDEUX Hubert

Zoologie

M. RICHARD Gaston
M. MAILLET Pierre
M. RAZET Pierre
M. FOLLIOU Roger
M. ALLEGRET Paul
M. MANIEY Jacques
M. JOLY Jean-Marie
M. LEFEUVRE J.C.

M. CALLEC Jean-Jacques

Botanique

M. VILLERET Serge
M. CLAUSTRES Georges
Mlle GOAS Gabrielle
Mlle GOAS Marie
Mlle LEWOINE Cécile

M. TOUFFET Jean

Philosophie

M. ORTIGUES Edmond

M. JACQUES Francis
M. BEYSSADE Jean-Marie

UNIVERSITE DE RENNES

U.E.R. SCIENCES ET PHILOSOPHIE

Doyens Honoraires

M. MILON Y.
M. TREHIN R.
M. SCHMITT M.
M. LE MOAL H.
M. MARTIN Y.
M. BOCLE J.

Professeurs Honoraires

M. FREYMANN R.
M. HAGENE P.
M. ROHMER R.
M. TREHIN R.
M. SALMON - LEGAGNEUR F.
M. des ABBAYES H.
M. MILON Y.

Maîtres de Conférences Honoraires

M. GRILLET L.
M. LECRECO A.

Mathématiques

Professeurs

M. GUERINDON Jean
M. METIVIER Michel
M. GIORGIUTTI Italo
M. TOUGERON Jean-Claude
M. MIGNOT Alain
M. HOUDEBINE Jean
M. KEANE Michaël
M. BOULAYE Guy

Physique

M. VACHER Michel
M. VIGNERON Léopold
M. LE BOT Jean
Mme ROBIN née SALOMOND
M. ROBIN Stéphane
M. LE MONTAGNER Serge
M. MEVEL Jean-Yves
M. MEINNEL Jean
M. REGENSTREIF Edouard
M. BRUN Pierre
M. LE ROUX Emile
M. DUBOST Gérard
M. ARQUES Pierre-Yves
M. HAEUSLER Claude
M. NUSIMOVICI Michel

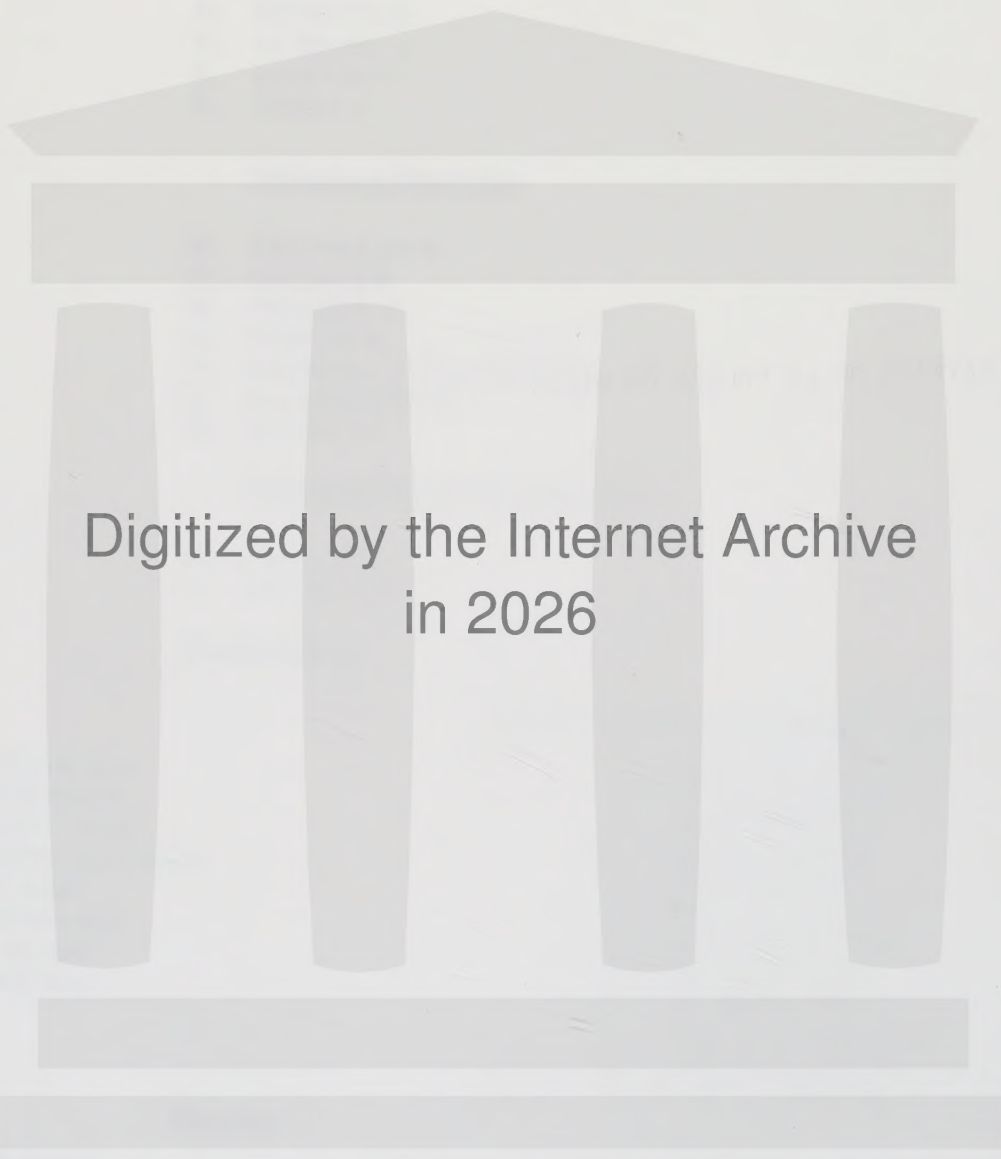
Maîtres de Conférences & Chargés de Cours

M. BERTHELOT Pierre
M. BREEN Lawrence
M. CAMUS Jacques
M. CONZE Pierre
M. FERRAND Daniel
M. GUIVARC'H Yves
M. LE GOUPIL Jean
M. LERMAN Israël
M. NEDELEC Jean-Claude
M. TRILLING Laurent
M. VERJUS Jean-Pierre

M. GUIDINI J.
M. DECAMPS E.A.

AUX PAYSANS DE LA VALLÉE DU NIL.

A MA MÈRE ET À MON PÈRE .



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41553611_0014

AVANT-PROPOS

Nous devons à la bienveillance de M. LE BOT, Professeur à l'Université de Rennes et Directeur de l'Institut Universitaire de Technologie, de nous faire l'honneur de présider notre Jury.

Nous adressons de vifs remerciements à M. BROZZETTI, Directeur de Recherches au Centre Technique et Industriel de la Construction Métallique, qui a bien voulu s'intéresser à notre travail ; nous sommes conscients de l'honneur qu'il nous fait en participant à notre Jury.

Nos remerciements vont également à M. LAQUERBE et M. LEVASSEUR, Maîtres de Conférences qui ont accepté aimablement de faire partie du Jury et d'examiner notre travail.

Ce n'est pas en quelques mots que nous pouvons traduire notre reconnaissance à M. ARIBERT, Chef du Département de Génie-Civil de l'Institut National des Sciences Appliquées. Nous espérons qu'il a trouvé dans notre travail des résultats dignes de la confiance qu'il avait placé en nous, dès notre arrivée dans son service. N'ayant pas hésité à distraire de ses multiples charges un temps précieux pour suivre notre travail avec régularité, il a su, par son enthousiasme pour la recherche et sa grande compétence, redonner une impulsion bénéfique à la poursuite de notre travail aux moments opportuns. Nous lui devons notre formation de chercheur et notre gratitude lui est acquise.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères aux chercheurs du service "Structures", notamment à M. DOUSTENS avec lequel nous avons eu de fréquentes et fructueuses discussions scientifiques, à M. RIVAL, dont la participation a été décisive en ce qui concerne la programmation et la réalisation de nos manipulations expérimentales, et, à M. JOUVE, dont la collaboration nous a permis de résoudre certaines difficultés de programmation numérique.

Nous assurons de notre reconnaissance, tout le personnel du Département de Génie Civil, principalement MM. ANDRE, DROUIN et SFILIO, dont nous avons apprécié l'habileté, le sérieux et le dévouement, tout au long de la réalisation des installations et de la mise au point des

expériences.

Nos remerciements admiratifs, vont également à Madame JOYE, qui a eu la rude tâche de dactylographier le texte dans un temps record, et, ceci avec beaucoup d'amabilité.

INTRODUCTION.....	p. 1
-------------------	------

CHAPITRE I - SYNTHESE DES PROBLEMES POSES
PAR LES ASSEMBLAGES EN CALCUL
PLASTIQUE.....

<u>I-1 PHENOMENES DE VOILEMENT LOCAUX.....</u>	p. 7
I-1-1 Rapport largeur épaisseur de plaques de sections laminées ou reconstituées.....	p. 8
I-1-2 Ecartement longitudinal entre moyen d'attache de sections reconstituées.....	p. 12
I-1-3 Plastification locale de l'âme due à une charge concentrée.....	p. 13
I-1-4 Les consoles de forme triangulaire.....	p. 15
<u>I-2 RIGIDITE FLEXIONNELLE D'UN ASSEMBLAGE ET SON INFLUENCE SUR LE COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE.....</u>	p. 16
I-2-1 Pourcentage de rigidité.....	p. 17
I-2-2 Intérêt des assemblages semi-rigides en domaine élastique.....	p. 18
I-2-3 Quelques résultats de relations ($M - \theta$) pour divers types semi-rigides.....	p. 20
I-2-4 Possibilité d'utilisation des assemblages semi-rigides en calcul plastique.....	p. 21
<u>I-3 DIMENSIONNEMENT PLASTIQUE DES DIFFERENTS TYPES D'ASSEMBLAGES.....</u>	p. 22

I-3-1 Dimensionnement plastique des assemblages soudés.....	p. 24
I-3-1-1 Assemblages d'angle avec ou sans goussets.....	p. 24
I-3-1-2 Assemblages de poutre-poteau.	p. 28
I-3-1-3 Assemblages de continuité....	p. 34
I-3-1-4 Ancrages de poteau.....	p. 35
I-3-2 Dimensionnement des assemblages par boulons à haute résistance.....	p. 35
I-3-2-1 Assemblages d'angle et de poutre-poteau avec platines d'extrémités.....	p. 35
I-3-2-1-1 Les premiers essais..	p. 36
I-3-2-1-2 Douty et Mc Guire....	p. 40
I-3-2-1-3 Koniski et Yamakawa..	p. 44
I-3-2-1-4 Khallili.....	p. 47
I-3-2-1-5 Autres concepts.....	p. 52
I-3-2-2 Assemblages de continuité....	
I-3-2-2-1 Assemblages excentriques et couvre-joints d'âme.....	p. 57
I-3-2-2-2 Assemblages concentriques et couvre-joints de semelles.....	p. 60
I-3-2-2-3 Assemblages de continuité (couvre-joints d'âme et de semelles rassemblées).....	

CHAPITRE II - COMPORTEMENT D'UN BOULON
A HAUTE RESISTANCE SOL-
LICITE PERPENDICULAIRE-
MENT A SON AXE.....

INTRODUCTION.....	p. 66
<u>II-1 GENERALITES</u>	p. 66
II-1-1 Forme générale des boulons.....	p. 66
II-1-2 Terminologie et caractéristiques mécani- ques.....	p. 67
II-1-3 Caractéristiques géométriques.....	p. 67
<u>II-2 COMPORTEMENT AU GLISSEMENT</u>	p. 71
II-2-1 Principe de fonctionnement.....	p. 71
II-2-2 Dispositifs expérimentaux.....	p. 74
II-2-3 Relation entre couple de serrage et l'ef- fort de précontrainte.....	p. 76
II-2-4 Effets de paramètres secondaires sur la valeur de l'effort de précontrainte.....	p. 79
<u>II-3 COMPORTEMENT DES BOULONS AU CISAILLEMENT</u>	p. 80
II-3-1 Dispositions expérimentales.....	p. 81
II-3-2 Résultats.....	p. 81

CHAPITRE III - COMPORTEMENT A LA RUP-
TURE D'ASSEMBLAGES EX-
CENTRIQUES PAR BOULONS
A HAUTE RESISTANCE....

<u>III-1 INTRODUCTION</u>	p. 89
---------------------------------	-------

<u>III-2</u> DOMAINE D'APPLICATION DE L'ETUDE.....	p. 90
<u>III-3</u> HYPOTHESES ET FORMULATION DES DIVERSES ANALYSES.....	p. 92
III-3-1 Principales notations.....	p. 92
III-3-2 Analyse élastique (conforme au règlement C.M. 66).....	p. 93
III-3-3 Analyse à l'état limite de service.....	p. 95
III-3-4 Analyse inélastique à la rupture.....	p. 97
<u>III-4</u> RESOLUTION NUMERIQUE.....	p. 99
III-4-1 Convergence du processus itératif de ré- solution.....	p. 99
III-4-2 Exemple d'organigramme de calcul numéri- que.....	p. 103
III-4-3 Tracé d'abaques correspondant à l'orga- nigramme précédent.....	p. 105
<u>III-5</u> VERIFICATIONS EXPERIMENTALES.....	p. 107
III-5-1 Objectifs des essais.....	p. 107
III-5-2 Dispositifs expérimentaux.....	p. 107
III-5-3 Résultats et observations.....	p. 109
<u>III-6</u> METHODE DE CALCUL SIMPLIFIEE.....	p. 112
EXEMPLES.....	p. 116

CHAPITRE IV - COMPORTEMENT JUSQU'A LA RUPTURE D'ASSEMBLAGES CONCENTRIQUES PAR BOU- LONS A HAUTE RESISTANCE

<u>IV-1</u> GENERALITES.....	p. 120
------------------------------	--------

<u>IV-2 DOMAINE D'APPLICATION.....</u>	p. 121
<u>IV-3 RAPPELS SUR LA METHODE DE CALCUL ACTUELLE (C.M. 66)..</u>	p. 123
IV-3-1 Hypothèses.....	p. 123
IV-3-2 Comportement des boulons.....	p. 124
IV-3-3 Modèle de calcul.....	p. 124
<u>IV-4 ANALYSE INELASTIQUE A LA RUPTURE.....</u>	p. 124
IV-4-1 Hypothèses.....	p. 124
IV-4-2 Loi de comportement de boulons à haute résistance en cisaillement.....	p. 125
IV-4-3 Loi de comportement des plaques.....	p. 125
IV-4-3-1 Dispositif expérimental.....	
IV-4-3-2 Résultats en domaine élastique	
IV-4-3-3 Résultats en domaine inélastique	p. 126
IV-4-4 Modèle mathématique.....	
IV-4-4-1 Cas d'un simple recouvrement	p. 134
IV-4-4-2 Cas d'un double recouvrement	p. 137
<u>IV-5 ANALYSE ELASTIQUE.....</u>	p. 138
IV-5-1 Hypothèses.....	p. 138
IV-5-2 Loi de comportement d'un boulon à haute résistance partiellement cisailée.....	p. 138
IV-5-3 Loi de comportement des plaques.....	p. 139
IV-5-4 Modèle mathématique.....	p. 139
<u>IV-6 RESOLUTION NUMERIQUE.....</u>	p. 139
IV-6-1 Principe de résolution.....	p. 139
IV-6-2 Convergence de la méthode.....	p. 140
<u>IV-7 EXAMEN DES RESULTATS THEORIQUES.....</u>	p. 143

IV-7-1 Variation de la capacité ultime de l'as- semblage en fonction du nombre de boulons et de la rigidité des plaques.....	p. 143
IV-7-2 Répartition des efforts de cisaillement des boulons à la rupture.....	p. 146
IV-7-3 Influence de la rigidité des plaques sur le taux de travail moyen des boulons.....	p. 146
IV-7-4 Influence sur la capacité ultime de la variation de l'écartement longitudinal δ_l	p. 146
IV-7-5 Reflexions sur le mode de rupture.....	p. 151
IV-7-6 Effet de la variation de l'écartement transversal δ_t des plaques à la rigidité optimale constante.....	p. 152
IV-7-7 Capacité de déformations.....	p. 152
<u>IV-8 ETUDE EXPERIMENTALE.....</u>	p. 156
IV-8-1 Présentation des essais.....	p. 156
IV-8-2 Résultats.....	p. 159
IV-8-2-1 Première série d'essais.....	p. 159
IV-8-2-2 Deuxième série d'essais.....	p. 163
IV-8-3 Commentaires.....	p. 164
<u>IV-9 REMARQUES SUR LES DIVERGENCES AVEC LE REGLEMENT C.M.</u> <u>66.....</u>	p. 165
<u>IV-10 METHODE DE CALCUL SIMPLIFIEE.....</u>	p. 165
a/ Cas optimal (boulons et plaques).....	p. 166
b/ Cas quelconque (boulons de diamètre imposé)..	p. 167
EXEMPLE.....	p. 168

CHAPITRE V - ASSEMBLAGES DE CONTINUITE

V-1	GENERALITES	p. 170
V-2	OBJECTIF DES ESSAIS	p. 171
V-3	PROGRAMME DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	p. 172
V-4	DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE	p. 174
V-5	DISPOSITIF EXPERIMENTAL	p. 176
	V-5-1 Dispositif anti-déversement et mesure	p. 176
	V-5-2 Mesure des rotations	p. 181
V-6	DEPOUILLEMENT DES RESULTATS EXPERIMENTAUX	p. 187
	V-6-1 Calcul de θ	p. 187
	V-6-2 Commentaires sur les essais 1 et 2	p. 189
	V-6-3 Commentaires sur les essais 3 et 4.....	p. 194
	<u>CONCLUSION</u>	p. 198
ANNEXE	1	p. 201
ANNEXE	2	p. 204
ANNEXE	3	p. 206
ANNEXE	4	p. 209
ANNEXE	5	p. 227
ANNEXE	6	p. 228
ANNEXE	7	p. 230
BIBLIOGRAPHIE		p. 236

INTRODUCTION

L'idée d'un calcul en Structures basé sur un concept plastique date assurément de plus d'un demi-siècle. L'initiative d'utiliser l'analyse plastique dans le dimensionnement des ossatures revient au docteur Gabor KAZINCY, un hongrois qui publia les résultats de ses essais sur des poutres (1) en 1914. Pour certains types d'ossatures, cet auteur proposa également des méthodes de calcul analytique qu'on peut considérer comme la base des méthodes actuelle de l'Analyse Limite. Dès 1927, des essais entrepris en Allemagne par MAIER-LIBNITZ (2) montrèrent que la capacité ultime des poutres continues n'était pas influencée par le tassement différentiel des appuis. C'est en 1936, dans les travaux du Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A.I.P.C.), que la plasticité de l'acier et son introduction dans le calcul des structures métalliques occupèrent une toute première place. Le problème du calcul en plasticité était alors posé pour la première fois sur le plan international et les communications présentées devaient susciter un très vif intérêt.

Les premières conclusions un peu hâtives des recherches entreprises dans certains pays eurent pour effet, semble-t-il, de refroidir l'optimisme des premiers temps. Si bien qu'au Congrès de Liège de l'A.I.P.C. en 1948, le calcul en plasticité n'était plus à l'ordre du jour et il n'en fut question que très accessoirement.

Toutefois, les recherches sur la plasticité ne furent pas abandonnées et on doit citer chronologiquement, entre autres, les contributions de VAN DEN BROEK (3) aux Etats-Unis et de J.F. BAKER et de ses collaborateurs en Grande-Bretagne (4 et 5) qui ont mis en évidence la réserve effective de résistance plastique. En France, sous l'impulsion de J. DUTHEIL, les anciennes règles C.M. 56 (6) commencèrent à admettre la possibilité d'adaptation plastique dans les profilés soumis à la flexion simple (en définissant une majoration forfaitaire de 6 % du module d'inertie). L'application systématique des connaissances en plasticité aux problèmes d'ossatures fut entreprise à l'Université de BROWN (U.S.A.) ; un résumé de ces recherches est donné dans un article de SYMONDS et NEAL (7). Une contribution très importante revient à l'Université de LEHIGH (U.S.A.) dont les premières études (8, 9, 10) eurent pour objectifs, non seulement de vérifier les résultats de

l'analyse plastique par des essais sur des ossatures à grande échelle, mais aussi d'attirer l'attention sur la présence de phénomènes secondaires d'instabilité (locale ou en masse) pouvant entraîner une ruine prématurée de l'ossature.

Quoi qu'il en soit, ces quinze dernières années virent dans plusieurs pays l'aboutissement de nombreuses recherches effectuées sur le comportement des structures dans le domaine plastique, tant d'un point de vue de l'analyse théorique en plasticité que des méthodes de dimensionnement et de vérification expérimentale.

Actuellement le concept plastique fait l'objet d'un règlement ou d'un projet de règlement dans plusieurs pays : par exemple, 7 pays de la Convention Européenne de la Construction Métallique (C.E.C.M.) disposent d'un tel règlement ou projet de règlement.

Dans la procédure de dimensionnement d'une ossature par un calcul plastique, la première étape consiste à évaluer les efforts internes qui résultent des sollicitations extérieures appliquées sur cette structure. Différentes méthodes d'analyse existent : les unes globales, basées sur un modèle de comportement rigide-plastique ; les autres incrémentales, basées sur un modèle de comportement élasto-plastique nécessitant une résolution pas-à-pas sur ordinateur numérique. A titre d'indication, les méthodes les plus connues sont : la méthode statique, la méthode cinématique, la méthode pas-à-pas, la méthode des distributions de moments fléchissants, la méthode de programmation linéaire appliquée aux déterminations de la charge de ruine (en chargement proportionnel) et de la charge d'adaptation (en chargement quelconque), de l'état d'autocontrainte et la méthode d'analyse par partition en sous-ensembles d'éléments de structure... etc... La deuxième étape est la vérification vis-à-vis des phénomènes secondaires, tels que la prise en compte du flambage sur la résistance ultime des poteaux, le risque de déversement des poutres, le voilement local, le cumul des déformations par suite de chargements répétés, l'instabilité d'ensemble de la structure, l'effet de l'effort tranchant sur M_p (moment plastique de la section), la réduction de M_p par la présence d'un effort axial. La troisième étape du dimensionnement est la conception et le calcul en plasticité ou à la ruine des assemblages. C'est d'ailleurs un des aspects qui a une influence décisive sur

le coût de la Construction Métallique.

Jusqu'à présent, peu de recherches ont été traitées dans ce domaine laissé à l'appréciation des ingénieurs de bureaux d'études et de fabrication qui, en fonction de leur expérience, utilisent souvent les assemblages qu'ils jugent a priori les plus économiques et les meilleurs. Aucune approche rationnelle d'études d'assemblages n'a été entreprise jusqu'à présent, ceci malgré les nombreux types d'assemblages utilisés en charpentes métalliques. C'est une des raisons pour lesquelles il a été développé un axe de recherche sur le thème "Comportement des assemblages en domaine plastique" au Département Génie-Civil de l'I.N.S.A. de RENNES.

Le comportement des assemblages apparaît d'emblée plus complexe que celui des éléments de structures que ces assemblages rassemblent (du moins lorsque ces éléments sont stables). De par leur nature, les assemblages intègrent un ensemble de phénomènes locaux, la grande variété des paramètres rendant souvent difficile l'élaboration d'un modèle mathématique.

Si l'on considère par exemple des assemblages intervenant sur des travées courtes, de section à grande hauteur où l'effort tranchant n'est plus négligeable devant le moment fléchissant, les sections se gauchissent nécessairement et perturbent l'hypothèse de planéité de BERNOUILLI ; d'où déjà une difficulté pour définir, avec rigueur, la notion de rotule plastique. Les efforts étant nécessairement repris au niveau de la soudure, des boulons ou des rivets, un assemblage se présente toujours comme un milieu continu déformable avec des singularités géométriques, soumis à des charges plus ou moins concentrées et réparties non uniformément. D'ailleurs, la plupart des assemblages sont statiquement indéterminés du fait que la distribution des contraintes dépend de la déformation des moyens d'attache et des plaques rassemblées. On peut même dire que le caractère d'hyperstaticité devient plus important en plasticité qu'en élasticité, les déformations n'étant plus négligeables. Contrairement à l'habitude acquise en Analyse Limite des structures où l'on opère avec un diagramme contrainte-déformation du type rigide plastique parfait (le moment dans une section critique étant fixé à la valeur constante M_p , quelle que soit la rotation de la rotule plastique), l'étude d'assemblages jusqu'à la rupture oblige à tenir compte de l'effet

d'écrouissage, non négligeable dans certains éléments de l'assemblage ; (par exemple : les moyens d'attache ne sont plus en acier doux !). Pour toutes ces raisons, une approche purement théorique des problèmes d'assemblages est toujours difficile et souvent impossible au niveau analytique.

Dès lors, la démarche scientifique pour aborder l'étude des assemblages en plasticité, loin d'être empirique, peut consister dans un premier temps à rechercher expérimentalement des lois de comportement global de certains éléments de ces assemblages : boulons, plaques percées etc... Dans la mesure où ces lois présentent un caractère suffisamment général (au sens de l'analyse dimensionnelle), il est possible dans un deuxième temps de les intégrer dans une analyse théorique, devenue possible parce que plus simple par suite de la réduction du nombre des paramètres, et donc de déboucher sur des méthodes de dimensionnement. C'est la voie qui a été choisie dans ce travail.

A vrai dire, si chaque type d'assemblage doit faire l'objet d'études isolées, il ne faut pas jamais perdre de vue que ces assemblages sont insérés dans une structure, ce qui entraîne d'autres impératifs. Ainsi, la notion de charge limite d'une structure pourrait être remise en cause si les assemblages, qui se situent souvent dans les sections critiques, ne permettaient pas la formation de rotules plastiques : les assemblages doivent présenter non seulement une capacité de résistance égale au moment plastique mais aussi une capacité de rotation suffisante. Enfin, un intérêt évident du calcul des assemblages à la rupture est la possibilité d'envisager une doctrine cohérente de sécurité pour les structures, tous les éléments (barres et assemblages) étant dimensionnés avec des coefficients de sécurité pris par rapport au seul critère de ruine ; mais la définition des coefficients de sécurité ne peut relever que de considérations statistiques et probabilistes.

Ayant souligné dans ce qui précède l'importance de l'étude des assemblages dans le domaine plastique, notre recherche pouvait porter sur l'un des trois volets suivants : l'étude des phénomènes locaux de voilement au niveau de l'assemblage, l'influence de la rigidité de l'assemblage sur le comportement global de l'ossature et le dimensionnement des assemblages dans le domaine plastique.

Le chapitre I est une synthèse bibliographique résumant brièvement les travaux effectués dans ces trois domaines. En ce qui nous concerne, nous avons retenu le dernier volet, avec l'obligation de faire un choix entre soudure et boulonnage à haute résistance. Les boulons H.R. présentent plusieurs avantages : un montage rapide (d'où facilité de la construction et réduction de son coût), une meilleure fiabilité en tant que moyen d'attache, un contrôle des réalisations simplifié (par dispositif mécanique)... Malheureusement, peu d'études ont été effectuées sur les assemblages à boulons H.R. en domaine plastique. Pour toutes ces raisons nous avons retenu ce type d'assemblage.

Au chapitre II, on a effectué une étude complète sur le comportement des boulons H.R. vis-à-vis du glissement et de la résistance au cisaillement en domaine élastique. Des lois adimensionnelles de comportement global ont pu être obtenues.

Pour un assemblage boulonné, les boulons peuvent être sollicités à un effort de traction ou à un effort de cisaillement suivant le type d'assemblage étudié. Notre étude se limite aux assemblages où les boulons sont sollicités à un effort de cisaillement. Cet effort peut résulter à la fois de l'effort tranchant et du moment fléchissant existants au droit de la section assemblée. L'objet du troisième chapitre est précisément une étude complète des assemblages excentriques. Dans ce chapitre, on donne les modèles mathématiques de deux analyses qu'on intitule "analyse à l'état limite" et "analyse inélastique à la rupture", dont les résultats ont été comparés à ceux de l'analyse élastique actuelle. On propose également une méthode de calcul simplifiée à la rupture pour bureau d'étude. Une étude expérimentale sur des éléments de structure en consoles a confirmé les résultats théorique.

Quant aux assemblages concentriques sollicités à un simple effort situé dans l'axe de la file de boulons, leur étude a été entreprise au chapitre IV où, en comparaison avec la méthode de calcul élastique actuelle, on donne un modèle mathématique d'une analyse inélastique à la rupture, tenant compte à la fois des déformations des plaques et des boulons. Une méthode de calcul simplifiée est encore proposée. Le modèle mathématique s'est avéré pleinement justifié par l'expérience.

La combinaison des assemblages excentriques et concentriques a été réalisée au chapitre V, en s'intéressant aux cas des couvre-joints

de section de poutres, les semelles étant assimilées à des assemblages concentriques et l'âme à un assemblage excentrique. Une série d'essais a permis une étude critique de la capacité de rotation lorsqu'on adopte pour règles de dimensionnement des couvre-joints celles définies par nos modèles mathématiques.

CHAPITRE I

SYNTHESE DES PROBLEMES POSES PAR LES ASSEMBLAGES EN CALCUL PLASTIQUE

Les assemblages transmettant principalement des efforts de flexion et de cisaillement, les moyens d'attache utilisés sont les rivets, les boulons ordinaires, la soudure et les boulons à haute résistance. Si l'on compare ces modes d'attaches sur le seul critère économique, il est difficile de se prononcer sur le mode le plus avantageux. Toutefois, les rivets sont presque abandonnés et la tendance actuelle consiste à réaliser les assemblages par soudures ou par boulons HR ; parfois un même noeud peut être à la fois soudé et boulonné.

On examinera dans ce chapitre trois classes de problèmes posés par les assemblages au niveau des structures travaillant dans le domaine plastique :

- les phénomènes de voilement locaux intervenant dans les plaques constituant les profilés et les noeuds, pour lesquels on donnera les principales formules d'épaisseurs minimales de plaques, connues dans la littérature ;
- l'influence de la rigidité des assemblages sur le comportement global des structures ;
- le dimensionnement plastique des assemblages soudés et boulonnés, notre contribution portant plus particulièrement sur les assemblages de continuité par boulons HR.

I-1 PHENOMENES DE VOILEMENT LOCAUX

Les barres de structures étant composées de plaques (les profilés standards étant obtenus par laminage, les autres étant reconstitués par assemblage), leur résistance ultime peut être influencée par des phénomènes de voilement. A noter que le voilement peut, soit rendre les éléments de plaques totalement passifs (par exemple, semelle en compression non raidie), soit produire une redistribution des contraintes qui modifie

de manière appréciable le comportement et la capacité des éléments (par exemple, panneau d'âme raidie).

La présence des phénomènes de voilement locaux se présente dans les cas suivants :

a) Plaques de grandes dimensions rassemblées par un bord longitudinal ou par deux bords, soumises à des charges de compression sur le bord le plus court : la résistance de ces plaques peut être déterminée soit par une analyse linéaire, soit par une analyse à l'état post-critique, seule significative au-delà du domaine élastique. La valeur du rapport largeur-épaisseur de ces plaques définira la sécurité vis-à-vis du voilement local ; (application aux sections laminées ou reconstituées des poutres et des poutres-colonnes).

b) Plaques de renforcement liées aux faces extérieures des profilés, dans une conception de sections reconstituées, avec la détermination de la distance minimale entre les rangées des moyens d'attache pour éviter un phénomène de voilement local.

c) Consoles de forme triangulaire dont la résistance ultime dépend uniquement du voilement : seule une analyse à l'état post-critique peut déterminer une valeur du rapport largeur-épaisseur de la plaque présentant une marge de sécurité suffisante.

d) Voilement d'âmes de poutres au droit de l'application de charges concentrées (ou au droit des réactions d'appui).

I-1-1 Rapport largeur épaisseur de plaques de sections laminées ou reconstituées

D'un point de vue voilement, les sections laminées ou reconstituées peuvent toujours être schématisées sous l'une des formes de la figure (1).

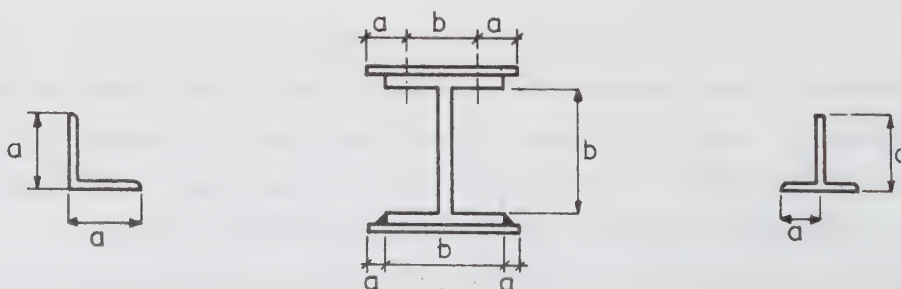


Figure 1

Dans le cas d'une cornière soumise à de la compression, les deux ailes peuvent se voiler simultanément à la manière d'une plaque appuyée sur un seul bord.

Pour une section laminée en I, on a plusieurs possibilités de voilement :

- le voilement des semelles, avec deux possibilités lorsque celles-ci sont munies d'une plaque additionnelle : voilement des zones extrêmes de largeur a (fig. 1) à la manière d'une plaque appuyée sur un seul bord, et voilement de la partie centrale de largeur b à la manière d'une plaque appuyée sur deux bords ;

- le voilement de l'âme, toujours considéré comme celui d'une plaque appuyée sur deux bords.

Pour une section en T, le voilement à considérer est encore du type "a".

Pour un dimensionnement plastique des barres, dans leur partie courante, on imposera simplement à la contrainte critique de voilement d'être supérieure au seuil de plasticité du matériau. Par contre, dans les sections critiques où peuvent se former des rotules plastiques devant présenter une certaine capacité de rotation, on peut très bien être amené à satisfaire la condition de non-voilement dans le domaine écrouissable du matériau.

D'un point de vue conditions limites, le problème se présente différemment selon que l'on considère une plaque de semelle ou une plaque d'âme.

a) Aux références (11) et (12), le problème des plaques de semelles, dans le domaine de l'écrouissage, a été résolu en assimilant ces plaques à des plaques orthotropes (l'écrouissage intervenant principalement dans la direction longitudinale). Les résultats de cette analyse sont représentés par les courbes b et c de la figure (2). Suivant que ces plaques sont appuyées sur l'un ou deux bords, le rapport $\lambda = \sqrt{\frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}}$ devra être inférieur ou égal respectivement à 0,46 et 0,58 pour que le voilement se manifeste bien dans le domaine écrouissable :

σ_e = limite élastique de l'acier b = largeur de la plaque considérée

σ_{cr} = contrainte critique de voilement (en domaine écrouissable) t = épaisseur de la plaque

ν = rapport de Poisson

E = module de Young

k = coefficient d'encastrement des plaques.

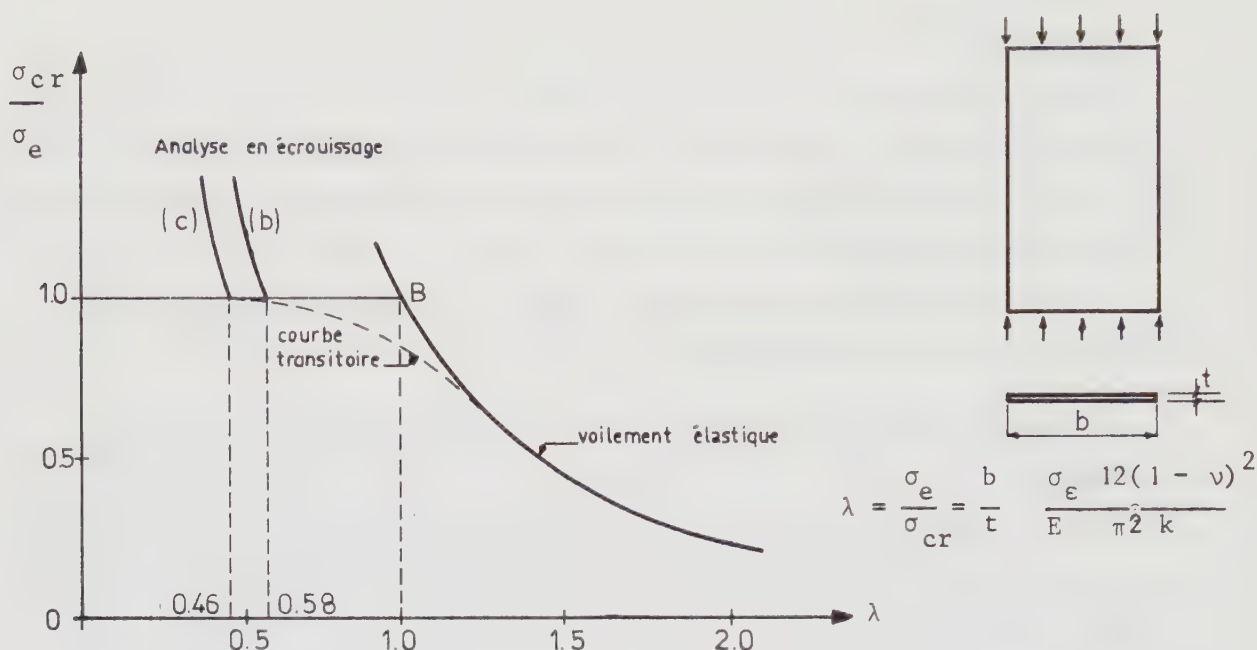


Figure 2

Le coefficient d'encastrement " k " a été trouvé théoriquement et expérimentalement dans le domaine plastique, à la référence (13) : pour les deux cas de liaisons le long d'un bord ou de deux bords, le coefficient d'encastrement équivaut pratiquement à celui d'un appui simple.

Pour un acier doux A 37, à peu près équivalent à l'acier américain "Structural Carbon Steel" utilisé dans les références indiquées, les limites du rapport largeur-épaisseur de la semelle seront les suivantes :

$b/t \leq 32$ (partie de semelle appuyée sur les deux bords) ;

$b/t \leq 8,5$ (partie de semelle appuyée sur un seul bord).

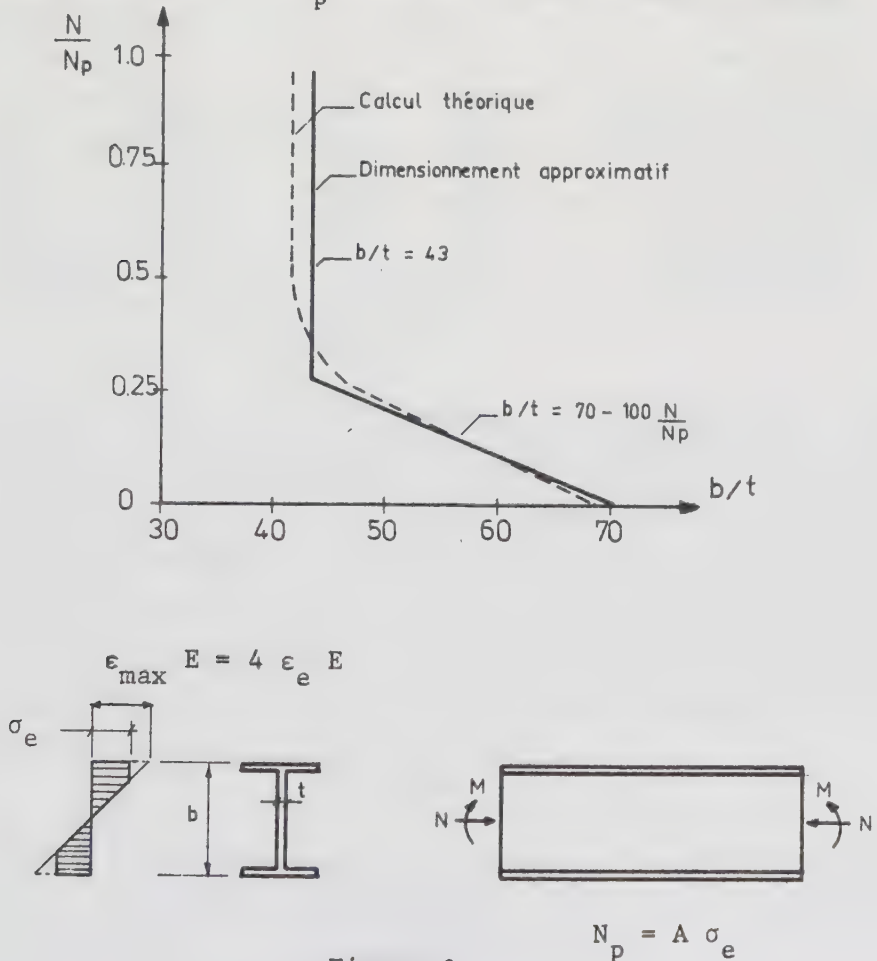
b) Le voilement de l'âme sollicitée à la fois à un effort normal et à un moment fléchissant a été également étudié avec un modèle mathématique semblable à celui des semelles. Les plaques dans ce cas sont sollicitées à une répartition de contraintes non-uniforme tout le

long de la largeur comme le montre la figure (3). Le rapport critique "largeur-épaisseur" de l'âme a été déterminé pour une valeur de dilatation maximale $\epsilon_{\max}$ égale à $4 \epsilon_e$, jugée suffisante pour la rotation des rotules plastiques ; (ϵ_e est la dilatation correspondant à la limite d'élasticité).

Les résultats théoriques de ce problème sont illustrés à la figure (4), le rapport "largeur-épaisseur" pouvant être donné par la formule approximative suivante :

$$43 < \frac{b}{t} < 70 - 100 \frac{N}{N_p}$$

N = effort normal appliqué ; N_p = effort normal de plastification.



A notre connaissance, il n'existe pas actuellement d'études semblables sur le voilement pour les aciers de résistance supérieure.

I-1-2 Ecartement longitudinal entre moyens d'attache de sections reconstituées

Si une section reconstituée est composée d'une plaque extérieure maintenue par des moyens d'attache du type boulons, rivets ou soudures non continues, l'écartement longitudinal δ_ℓ de ceux-ci doit être calculé de manière à éviter un voilement local de la plaque. La figure (5) montre deux dispositions des moyens d'attache ; en rectangle et en quinconce, avec la présence d'un voilement local sur la longueur δ_ℓ .

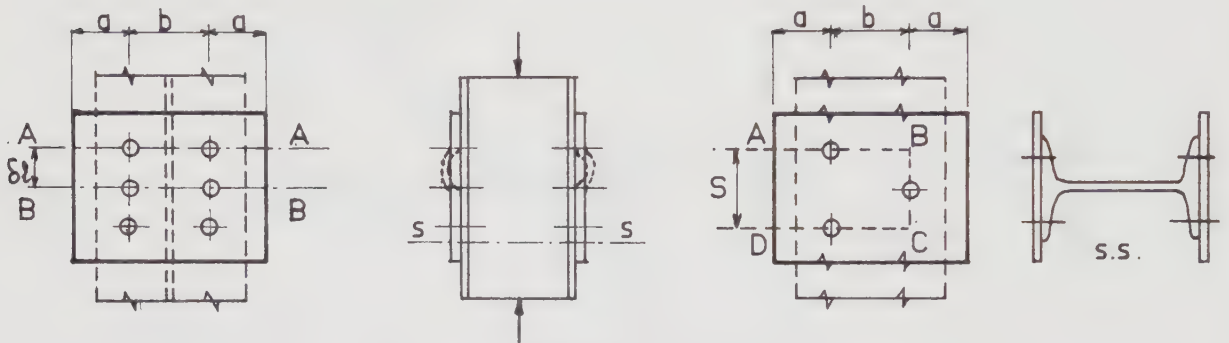


Figure 5

Pour la première disposition, le problème peut être considéré comme celui d'une plaque encastrée sur deux bords (lignes AA et BB), les deux autres bords opposés étant libres. Un critère impératif étant d'éviter tout phénomène de corrosion entre les plaques assemblées, le voilement doit être envisagé ici dans le cadre le plus sévère d'une théorie linéaire de contraintes admissibles. La contrainte critique de voilement ayant pour expression approchée (cf. ref. 14) :

$$\sigma_{cr} \approx m^2 \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu)^2} \left(\frac{t}{\delta_\ell} \right)^2$$

où m est le nombre d'onde dans le sens longitudinal, on obtient la condition :

$$\frac{\delta_\ell}{t} \leq m \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu)^2 \sigma_e}}$$

Soit numériquement, avec $E = 21.000 \text{ daN/mm}^2$, $\nu = 0,3$ et $m = 2$ (bords encastrés) :

$$\frac{\delta_\ell}{t} \leq \frac{276}{\sqrt{\sigma_e}} \quad (\text{avec } \sigma_e \text{ en daN/mm}^2).$$

Pour une disposition en quinconce, on peut supposer la plaque encastrée tout le long de AB, BC et CD. Le calcul donne alors $m^2 = 6,5$ à condition que δ_ℓ/b soit compris entre 2 et 3 ; d'où l'inégalité :

$$\frac{\delta_\ell}{t} < \frac{352}{\sigma_e} \quad (\text{avec } \sigma_e \text{ en daN/mm}^2)$$

I-1-3 Plastification locale de l'âme due à une charge concentrée

Ce problème de plastification locale peut se présenter en construction métallique dans deux circonstances :

a) lorsqu'une poutre est sollicitée par une charge concentrée, aussi bien sous la charge elle-même qu'au niveau des réactions d'appuis, il peut y avoir plastification locale de l'âme.

b) lorsqu'on réalise un raccordement poutre-poteau, les semelles de la poutre transmettant des charges concentrées à l'âme du poteau, celle-ci peut se plastifier également.

La figure (6) illustre ce phénomène local dans le cas d'une poutre. Si la section de celle-ci est obtenue par laminage, seule la sécurité vis-à-vis de la plastification sera étudiée. Par contre, si cette section est reconstituée, une vérification au voilement devra être effectuée en plus de la condition de non-plastification locale de l'âme. Par suite de l'inexistence d'une approche théorique, la résolution de ce problème peut être basée sur les résultats d'une série d'essais qui ont donné les formules empiriques suivantes :

- au droit de la charge :

$$\frac{R}{t(N + 2k)} \leq 0,75 \sigma_e \quad ;$$

- au droit des réactions d'appuis :

$$\frac{R}{t(N + k)} \leq 0,75 \sigma_e \quad .$$

(t : épaisseur de l'âme ; k = distance entre la face extérieure des semelles et le point de raccordement du congé âme-semelle).

A noter que les formules précédentes ne sont applicables que pour une analyse de contraintes admissibles. Pour un calcul plastique, la présence d'un raidisseur sous la charge et au niveau des appuis est indispensable pour assurer la formation d'une rotule plastique sans atteindre la ruine par instabilité locale de l'âme.

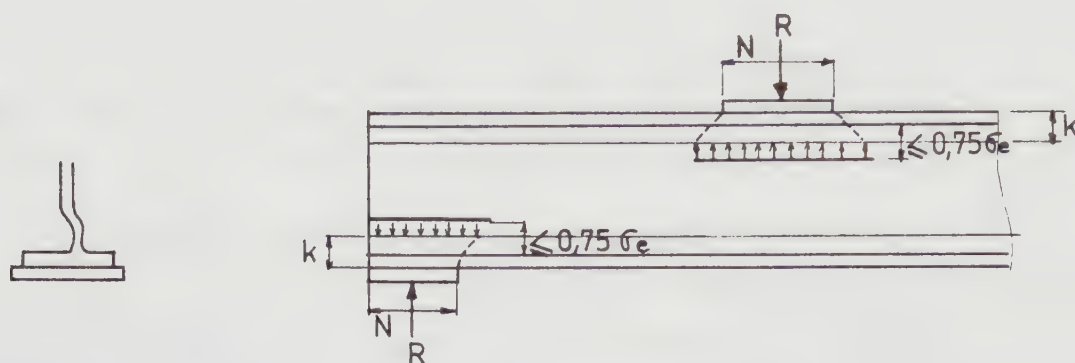


Figure 6

La figure (7) nous montre le danger de plastification locale d'un noeud de poutre-poteau, due à la présence d'efforts concentrés transmis par la semelle en compression ; (l'effort de compression total est égal au moment plastique M_p de la poutre divisé par la hauteur de cette poutre). A noter qu'il existe un autre danger de ruine : celui de rupture du cordon de soudure entre poutre et poteau ; (cf. paragraphe I-3).

Là encore, il n'existe pas d'étude théorique de la distribution des contraintes ; sur la base de résultats d'essais (15), on estime qu'en plasticité, la contrainte dans le poteau se distribue avec une pente 2,5/1 sur la distance k. D'où la condition de non-plastification locale :

$$w \geq \frac{A_f}{t_b + 5 k}$$

avec :

- w = épaisseur de l'âme du poteau ;
- t_b = épaisseur de la semelle de la poutre ;
- A_f = aire de la semelle d'une section de poutre

Si la condition ci-dessus n'est pas satisfaite, des raidisseurs au niveau des zones de contact des semelles sont indispensables.

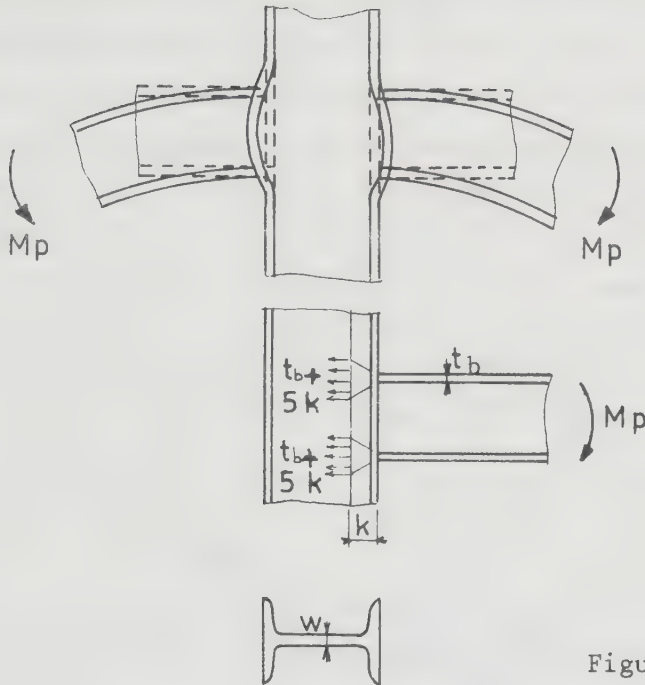


Figure 7

I-1-4 Les consoles de forme triangulaire

Les plaques triangulaires sont souvent employées dans les structures comme consoles supportant directement les charges ou comme renforts des pieds de poteaux dans un but de raidissage.

On peut supposer la charge de console uniformément répartie tout le long de la face supérieure et la console encastrée tout le long du côté vertical. La détermination théorique du rapport épaisseur-largeur qui permet d'éviter un voilement local a été résolu en (16) et (17). Dans un concept plastique, le matériau de la plaque devenant anisotrope et non-homogène, une solution qui va dans le sens de la sécurité peut être obtenue en considérant une plaque isotrope avec un module d'élasticité dans toutes les directions égal à celui de l'écroutissage.

Le rapport largeur-épaisseur est obtenu en écrivant que la contrainte de voilement dans le domaine écroutissable est supérieure ou égale à la limite élastique. Le résultat est le suivant :

$$\frac{b}{t} \leq \frac{40 + 20 (b/a)}{\sqrt{\sigma_e}} \quad \text{pour } 0,5 \leq b/a \leq 2,0$$

(avec σ_e en daN/mm^2).

Les différentes cotes b , t , a sont données à la figure (8)

Il est possible de déterminer la charge maximale à appliquer à cette console. Soit "R" la résultante de la charge appliquée sur la face supérieure avec une excentricité "e". Au stade de la plastification complète, on peut considérer comme section critique, la hauteur BB' du triangle ABC avec une distribution de contraintes $\pm \sigma_e$ correspondant à une flexion composée (cf. fig. 8). Les équations d'équilibre en résultante et en moment des efforts le long de la section BB' donnent la position de l'axe neutre et la valeur ultime de R. On trouve :

$$R_{ult} = \sigma_e t \cos^2 \alpha (-2e + \sqrt{4e^2 + b^2})$$

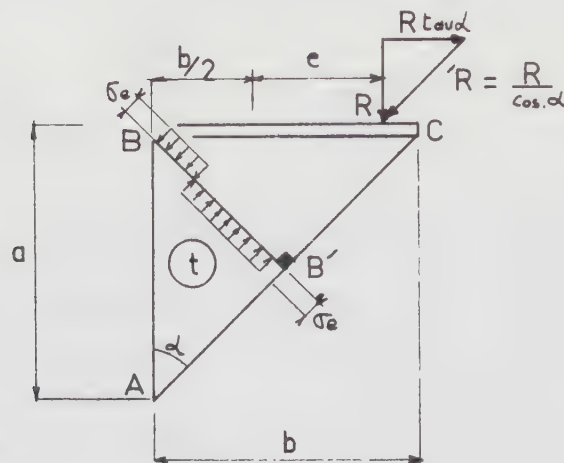


Figure 8

I-2 RIGIDITE FLEXIONNELLE d'un ASSEMBLAGE et SON INFLUENCE sur le COMPORTEMENT d'une STRUCTURE

La rigidité flexionnelle d'un assemblage est caractéristique de son diagramme "moment-rotation". D'une façon idéale, ce diagramme est défini comme la courbe de variation du moment M transmis par l'assemblage en fonction de la rotation relative θ des éléments assemblés, au point de leur jonction. Cette définition suppose que les assemblages ont une longueur nulle permettant aux éléments de se rencontrer en un point mathématique. Un assemblage idéalement rigide est celui où la courbe (M- θ) est une ligne droite verticale (cf. figure 9) ; cet assemblage ne subit aucune rotation relative, quelque soit l'amplitude du moment transmis par l'assemblage. Par contre un assemblage (simplement appuyé) idéalement

flexible correspond à une droite horizontale dans le système $(M-\theta)$. Toute situation intermédiaire entre ces deux cas limites correspond à un assemblage semi-rigide. Evidemment les deux cas de rigidité et de flexibilité complètes n'existent pas en toute rigueur dans la pratique.

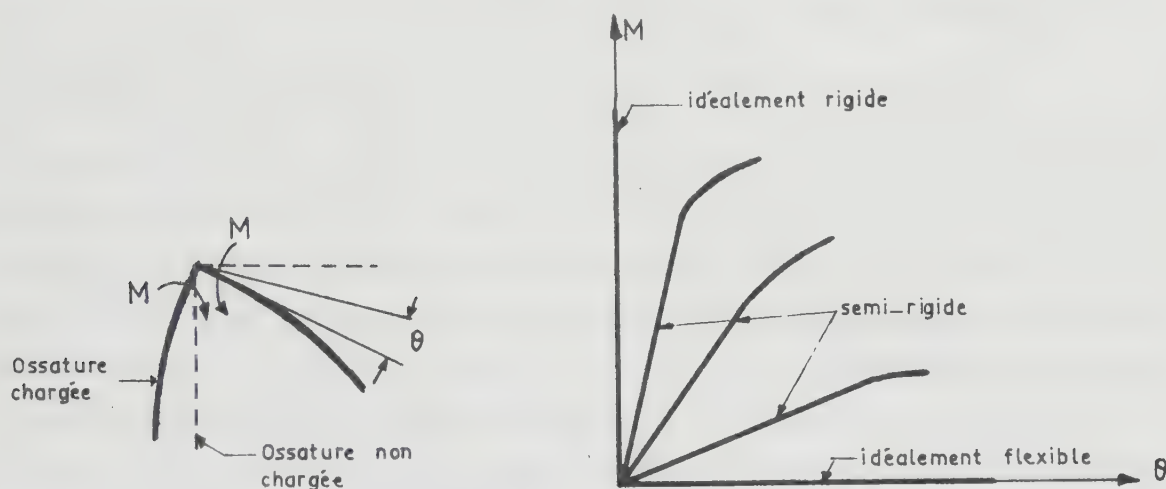


Figure 9

Le calcul classique des structures ne considérant que les deux cas idéaux de rigidité et de flexibilité complète, il y a lieu de donner des définitions plus réalistes de ces types de comportement.

I-2-1 Pourcentage de rigidité

Le "pourcentage de rigidité" peut être défini comme étant égal à cent fois le rapport du moment réel transmis par l'assemblage au moment théorique transmis par le même assemblage supposé parfaitement encasté. De cette définition, il résulte que le "pourcentage de rigidité" d'un assemblage est fonction non seulement du type d'assemblage mais aussi de la nature du chargement et de la rigidité de la poutre.

On considère généralement qu'un assemblage rigide peut développer plus de 90 % du moment d'encastement d'une poutre chargée. A l'opposé, un assemblage flexible est défini comme développant moins de 25 % du moment d'encastement d'une poutre chargée. Les assemblages semi-rigides se situent entre ces deux limites.

La principale difficulté analytique pour la prise en compte d'assemblages semi-rigides en calcul de structures résulte de la non-linéarité du diagramme $(M-\theta)$. Il a été proposé en (18) un calcul de la relation $(M-\theta)$ pour quelques types d'assemblages semi-rigides, mais dans la plupart des cas, le diagramme doit être déterminé expérimentalement.

I-2-2 Intérêt des assemblages semi-rigides en domaine élastique

La période la plus active pour l'étude des assemblages semi-rigides se situe entre les années 1930 et 1940 ; les principales recherches ont été entreprises par la Commission de recherche de Construction Métallique de Grande-Bretagne et le groupe de recherche de l'Université Lehigh aux Etats-Unis.

Pour illustrer l'efficacité des assemblages semi-rigides en concept élastique, on peut prendre l'exemple simple d'une poutre uniformément chargée, appuyée aux deux extrémités sur deux poteaux relativement rigides (de manière à pouvoir considérer comme nulle la rotation des poteaux ; cf. figure 10). Dans un calcul élastique, les assemblages

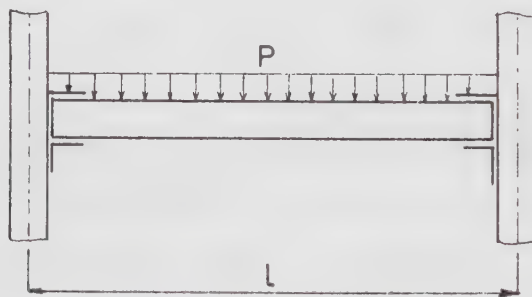


Figure 10

rigides ne constituent pas la solution optimale car ils produisent un moment aux extrémités double (en valeur absolue) de celui en milieu de travée ($-\frac{P l^2}{12}$ contre $\frac{P l^2}{24}$). A l'opposé, des assemblages flexibles conduisent à un moment maximal en milieu de travée ($\frac{P l^2}{8}$). Des assemblages semi-rigides donneront en milieu de travée un moment inférieur à celui d'une poutre sur appuis simples ; et l'assemblage semi-rigide optimal sera celui qui, par suite des rotations aux extrémités de la poutre, équilibrera les moments d'extrémités et en milieu de travée

à la valeur absolue ($\frac{P l^2}{16}$). Un pourcentage de rigidité de 75 % est ici la solution optimale ; une valeur plus élevée de cette rigidité donnerait un moment supérieur aux extrémités et un moment inférieur en milieu de travée ; et inversement. On déduit de cet exemple que l'utilisation d'assemblages semi-rigides va se traduire par un gain de matière, les moments fléchissants étant mieux répartis sur la poutre.

Evidemment, l'analyse est plus complexe dans le cas général d'une structure où les appuis des poutres permettent une certaine rotation. Il a été montré par (19), à partir d'une analyse exacte, que l'utilisation d'assemblages semi-rigides dans des portiques à plusieurs montants et étages (cf. figure (11)) conduit toujours à des moments d'extrémités supérieurs aux produits des pourcentages de rigidité par les moments d'encastrement en présence de montants rigides.

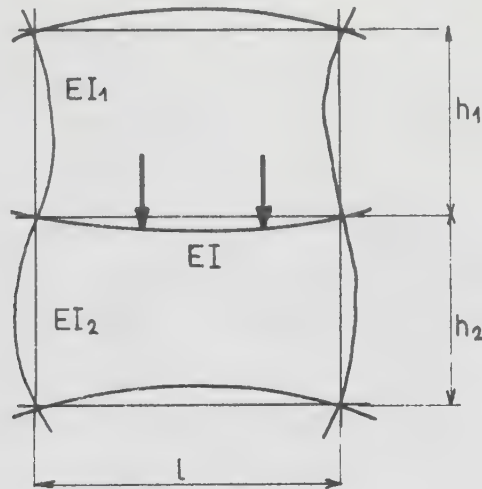
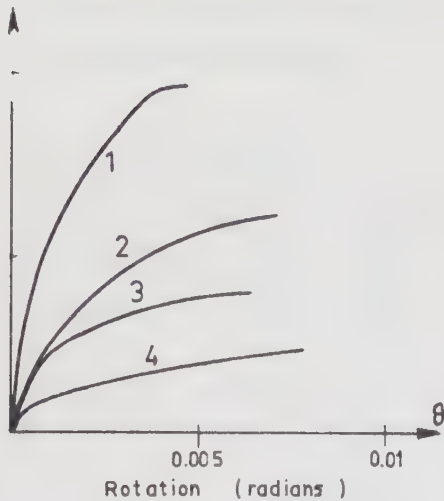


Figure 11

Ainsi, à condition de choisir des pourcentages de rigidité convenables, on peut espérer une économie de matière aussi bien dans le cas d'une poutre indépendante que dans celui d'une poutre insérée dans une ossature. Malheureusement, les méthodes de calcul données par différents chercheurs ne sont jamais passées à la pratique : la prise en compte de la relation ($M-\theta$) et son obtention n'ont jamais abouti à des méthodes de calcul simples. Encore aujourd'hui, la discussion reste largement ouverte sur l'utilisation d'assemblages semi-rigides, et laisse le champ à d'éventuelles recherches.

I-2-3 Quelques résultats des relations (M- θ) pour divers types
semi-rigides

Les résultats donnés à la figure (12) montrent l'allure de la courbe (M- θ) pour différents types d'assemblages rivés et soudés ; ces résultats ont été donnés par (19) et (20). Dans le cas d'une cornière rattachée à l'âme de la poutre, on se rapproche d'un assemblage rigide. Ces tendances sont également vraies pour des assemblages réalisés par soudure : par exemple, un assemblage par soudure directe de l'âme s'apparente à un assemblage flexible. Des cas intermédiaires sont indiqués dans les graphes de la figure (12).



Assemblages rivés

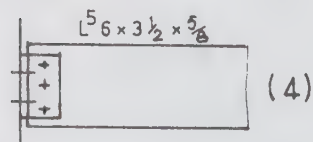
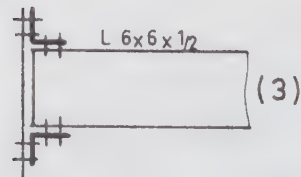
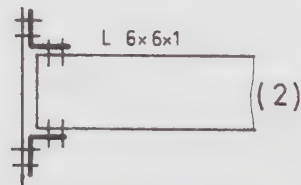
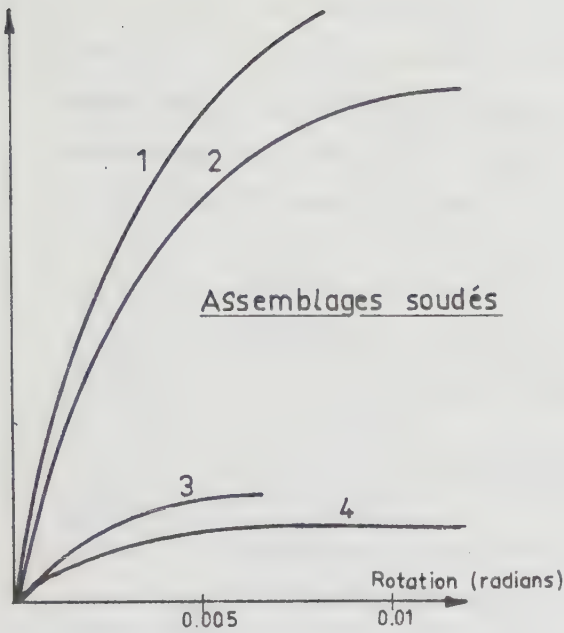


Figure 12.a
Les dimensions des cornières
sont en pouces.



Les dimensions des plaques sont en
pouces.

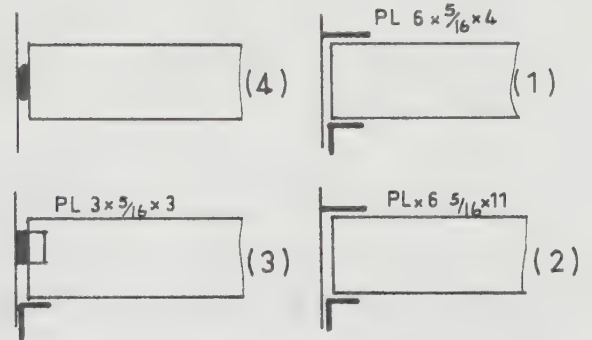


Figure 12,b

I-2-4 Possibilité d'utilisation des assemblages semi-rigides
en calcul plastique

Pour fixer les idées, reprenons l'exemple de la poutre bi-encastree de la figure (10), avec une rigidité flexionnelle des assemblages inférieure à 75 %. En domaine élastique, les moments d'extrémités seront donc inférieurs à $p l^2/16$ et le moment en travée supérieur à cette valeur. Lorsque la charge p augmente, le rapport entre le moment en milieu de travée et le moment d'extrémité va augmenter également du fait de l'inélasticité de l'assemblage ; (cf. figure (13)).

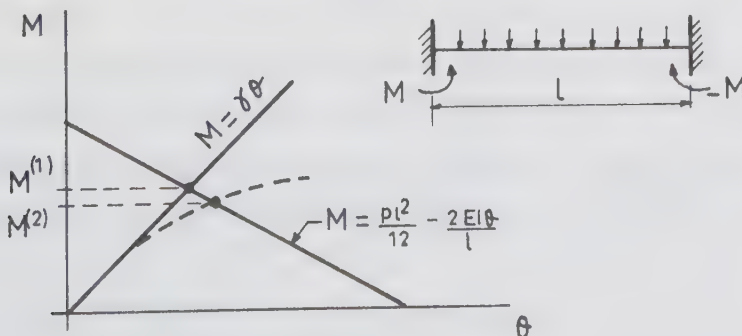


Figure 13

Cette tendance de redistribution des moments va se poursuivre jusqu'à ce qu'une rotule plastique se forme en milieu de travée. Le moment en milieu de travée reste alors constant jusqu'à formation d'un mécanisme de ruine (apparition de rotules plastiques aux extrémités). Si les assemblages ont une résistance suffisante pour reprendre le moment plastique de la poutre et une ductilité suffisante pour admettre les dilatations inélastiques nécessaires à la formation des rotules, la capacité ultime de la poutre sera égale à $p_u = \frac{16 M_p}{l^2}$. Ce résultat est identique à celui d'une analyse plastique avec des assemblages rigides.

Finalement, en présence d'assemblages semi-rigides, bien que le trajet "charge-déplacement" soit différent, on atteint la même capacité ultime de la poutre (à condition toutefois que l'hypothèse de théorie du 1er ordre en déplacements reste valable). On peut même dire que les assemblages semi-rigides ont l'avantage de présenter une certaine capacité de rotation qui ne peut que faciliter la formation des mécanismes de ruine. Ces conclusions se généralisent évidemment à une ossature quelconque.

Bien que certains règlements de calcul en plasticité (Hollande, Etats-Unis) semblent autoriser l'utilisation des assemblages semi-rigides dans les charpentes hyperstatiques, il n'existe pas à ce jour de travail de recherche approfondi rassemblant les données, les avantages, les inconvénients, les capacités de résistance et de rotation pour divers types d'assemblages.

Précisons que par la suite, les seuls assemblages considérés seront rigides ou flexibles.

I-3 DIMENSIONNEMENT PLASTIQUE DES DIFFERENTS TYPES D'ASSEMBLAGES

Les assemblages jouent un rôle décisif dans le comportement d'une ossature ; ils doivent présenter les qualités suivantes :

- Résistance : l'assemblage doit être dimensionné de manière à pouvoir développer le moment plastique M_p des éléments de structure adjacents.

- Rigidité : l'assemblage doit avoir une rigidité (en rotation essentiellement mais en translation éventuellement pour les assemblages flexibles) suffisante pour maintenir les éléments de structure assemblés

pratiquement dans la même position relative. (D'un point de vue plus fondamental, le caractère rigide-plastique des assemblages est nécessaire pour pouvoir appliquer valablement les théories de l'Analyse Limite).

- Capacité de Rotation : l'assemblage doit posséder une certaine réserve de ductilité, une fois le moment plastique atteint ; ceci afin de permettre la formation de toutes les rotules plastiques intervenant dans le mécanisme de ruine.

- Economie : l'assemblage proposé ne doit pas dépasser un certain coût de fabrication.

Les bâtiments industriels et les buildings à plusieurs étages constituant les domaines les plus diversifiés de la construction métallique, on peut classer les assemblages conformément aux figures (14.a) et (14.b) comme suit :

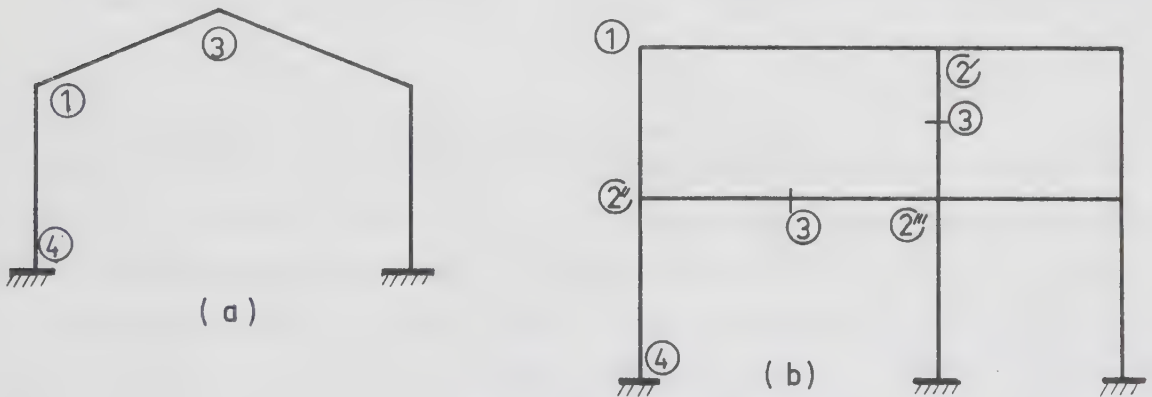


Figure 14

- (1) Assemblages d'angle (appelés encore "jarrets de portique") avec ou sans goussets, les goussets pouvant être droits ou courbes ;
- (2) Assemblages de poutre-poteau avec 3 possibilités : assemblage supérieur (2'), assemblage de côté (2'') et assemblage intérieur (2''') ;
- (3) Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux (couvre-joints d'âmes et de semelles) ;
- (4) Assemblages d'ancrage de colonnes.

Il faut noter que la classification précédente est basée essentiellement sur la position de l'assemblage dans la structure.

Une même solution technique peut très bien être envisagée dans plusieurs de ces classes, (par exemple (1) et (3) peuvent être réalisés à la manière de (2)). Pour ces différents types d'assemblages la réalisation peut être accomplie par soudure ou par boulonnage. On se contentera dans les paragraphes qui suivent de signaler les principales études connues concernant le dimensionnement plastique de ces deux types de réalisation. On doit avouer que ces études se basent souvent sur le seul critère de résistance qui n'offre pas toutes les garanties voulues en Plasticité.

I-3-1 Dimensionnement plastique des assemblages soudés

Le soudage est un procédé efficace pour réaliser des noeuds d'assemblage. S'il évite le perçage (assemblages à boulons H.R.), il nécessite par contre un soin très attentif dans l'étude de la réalisation des assemblages (conditions de préparation, de précision de l'exécution et du montage, difficultés de réalisation de soudure sur chantier...) On va examiner les assemblages soudés conformément à la classification donnée précédemment.

I-3-1-1 Assemblages d'angle avec ou sans goussets

Les assemblages d'angle ont été utilisés de manière intensive durant les trente dernières années, leur dimensionnement étant généralement basé sur des règles empiriques. Plusieurs recherches en vue d'une meilleure connaissance de leur comportement en domaine plastique ont permis de définir des règles de dimensionnement sur des bases plus théoriques. Pour les assemblages d'angle, on peut faire la classification suivante :

- assemblages à angle droit ;
- assemblages à goussets droits ;
- assemblages à goussets courbés.

I-3-1-1-1 Assemblages à angle droit :

Les assemblages à angle droit, en général formés de la jonction de deux éléments, sont les plus faciles à fabriquer ; aussi sont-ils les plus utilisés.

Soit un assemblage droit, non renforcé (cf. figure (15)), formé de profils à larges ailes et sollicité à un moment fléchissant M et à des normaux et tranchants H et V .

Les efforts H et V de la poutre et du poteau n'ayant que peu d'effet sur la résistance de l'âme de l'assemblage soumise essentiellement au cisaillement, on peut considérer (ref. 21) que le moment plastique M_p est repris par les semelles, engendrant deux efforts tranchants T_b et T_c sur l'âme.

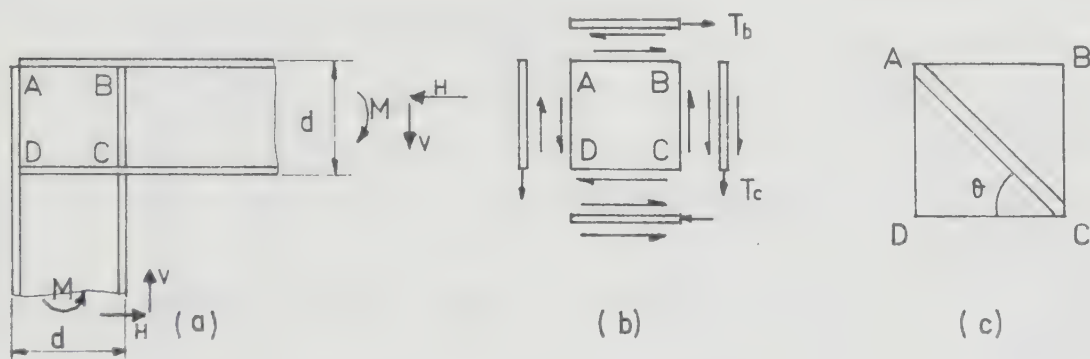


Figure 15

En considérant l'épaisseur de la semelle égale à $0,05 d_b$, l'équilibre en moment donne :

$$T_b = \frac{M_p}{0,95 d_b} \quad (\text{où } d_b \text{ est la hauteur de la poutre}).$$

D'autre part, la plastification de l'âme avec un critère de Von Mises donne également :

$$T_b = \frac{0,95 \sigma_e w_c d_c}{\sqrt{3}} \quad (\text{où } d_c \text{ est la hauteur du poteau}).$$

D'où l'épaisseur minimale en plasticité de l'âme de l'assemblage :

$$w_c = \frac{\sqrt{3} M_p}{0,9 d_c d_b \sigma_e}$$

(On peut noter que l'expression de w_c reste inchangée si l'on considère le cisaillement par T_c).

Si l'épaisseur de l'âme est insuffisante, un raidisseur diagonal sera nécessaire pour empêcher la ruine par cisaillement (cf. fig. 15 c).

La section du raidisseur sera :

$$A_r = \frac{1}{\cos \theta} \left[\frac{M_p}{0,95 d_b \sigma_e} - \frac{0,95 w_c d_c}{\sqrt{3}} \right],$$

θ étant l'inclinaison du raidisseur avec l'horizontale.

I-3-1-1-2 Assemblages à goussets droits

On utilise parfois les assemblages à goussets pour des considérations esthétiques. Cette disposition permet en outre d'économiser de l'acier sur les sections des éléments assemblés, la section variable des goussets permettant de reprendre des efforts légèrement supérieurs à ceux des éléments. Toutefois, le coût de fabrication de ces assemblages est plus élevé. Ce problème a été traité en (22) dans le domaine plastique avec les hypothèses suivantes pour la partie de gousset proprement dite (AB et BC) :

- les sections planes restent planes dans le domaine plastique ;
- la sollicitation prépondérante dans une section de gousset est une sollicitation de flexion composée ;
- le diagramme des moments fléchissants varie linéairement tout le long du gousset (cf. fig. 16 a).

A partir de ces hypothèses, il est possible de calculer l'inertie variable du gousset devant satisfaire :

- une condition de résistance en flexion composée ;
- des conditions de stabilité au voilement local et au déversement au niveau des semelles.

Le module plastique Z_x du gousset dans une section quelconque d'abscisse x doit être capable de résister au moins au moment appliqué dans cette section :

$$M_{px} = \sigma_e Z_x$$

Comme le montre la figure (16.b), la distribution bi-rectangulaire des contraintes limites et la valeur de l'effort normal dans la section $\sigma_e bt(1 - \cos \beta)$ donnent pour position de l'axe neutre :

$$C = \frac{dx}{2} - \frac{bt}{2w} (1 - \cos \beta)$$

En général, l'angle β est petit et on peut admettre, pour simplifier, que l'axe neutre est en milieu de section. L'expression du module plastique s'obtient alors immédiatement :

$$Z_x = bt (dx - t) + \frac{w}{4} (dx - 2t)^2$$

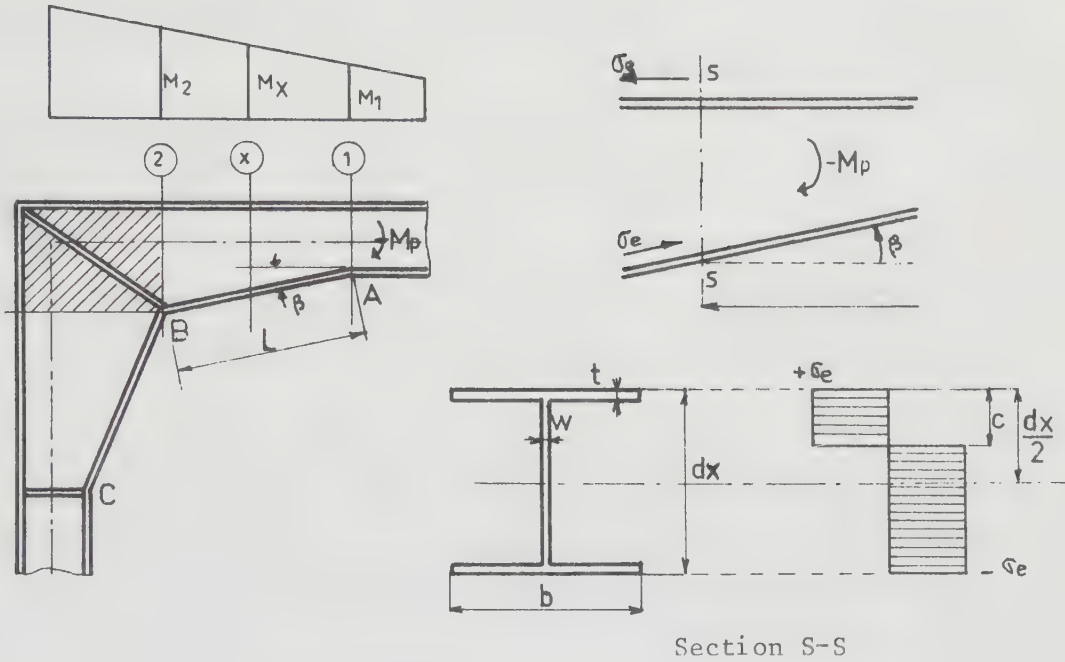


Figure 16

En supposant l'épaisseur w de l'âme constante, on tire des formules précédentes la loi de variation de l'épaisseur des semelles :

$$t_x = \frac{1}{2} \left[d_x \sqrt{(d_x)^2 \frac{b}{b-w} - \frac{4 M_{px}}{\sigma_e (b-w)}} \right]$$

Si l'on désire conserver à la semelle une épaisseur constante, une autre possibilité consiste à faire varier l'inclinaison β du gousset de manière à donner à Z_x une valeur suffisante.

En fait, les variations trouvées aussi bien pour t_x que pour β par l'analyse précédente sont en pratique négligeables. Des expériences (ref. 23) ont montré que tant que β était inférieur à 12 degrés, la plastification s'effectuait bien dans l'ensemble du gousset.

Pour atteindre la résistance plastique, la stabilité de la semelle en compression est d'une importance primordiale. Le dévernement du gousset dépend de l'élancement de cette semelle et de son état de plastification. La présence de l'âme empêche un flambement de la semelle autour de son axe faible ; par contre, il persiste un risque de flambement autour de l'axe fort. Afin d'obtenir une formule simple,

on a considéré en (22) la semelle en compression comme une colonne avec deux rotules aux extrémités, et le matériau caractérisé par son module plastique tangent E_t ; (ces hypothèses simplificatrices vont dans le sens de la sécurité). D'où :

$$\frac{L_{cr}^2}{r_x^2} = \frac{\pi^2 E_t}{\sigma_e} ;$$

soit, avec $r_x = \frac{b}{\sqrt{12}}$, $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$, $E_t = 630 \text{ daN/mm}^2$ et en tenant compte d'une majoration de la rigidité due à la présence de l'âme :

$$L_{cr} \approx 6 b.$$

Cette condition de stabilité peut être assurée en fixant certains points de la semelle en compression à l'aide de supports latéraux (par exemple, des éléments diagonaux reliant la semelle à des pannes supérieures). On pourrait également augmenter l'épaisseur t de la semelle comprimée ; une théorie plus élaborée (ref. 22) a donné pour l'augmentation relative de cette épaisseur, la formule :

$$\frac{\Delta t}{t} = 0,1 \left(\frac{L}{b} - 6 \right).$$

Remarque : les contraintes de cisaillement dans l'âme de la partie hachurée de la figure (16.a) peuvent se déterminer par des considérations analogues à celles développées au paragraphe I-3-1-1-1 pour un noeud sans gousset ; (la nécessité d'un raidisseur diagonal devra être là encore justifié).

I-3-1-1-3 Assemblages à goussets courbes

L'analyse de ce type d'assemblage est identique à celle des goussets droits. Les aspects essentiels à considérer sont, en ce qui concerne le gousset, la résistance à la flexion et la résistance au déversement, et en ce qui concerne l'angle de l'âme (partie hachurée de la figure (17)), la transmission des contraintes de cisaillement.

En résolvant la condition du module plastique par rapport à l'épaisseur de la semelle (et en supposant la semelle faiblement inclinée), on a toujours :

$$t_x = \frac{1}{2} \left[d_x - \sqrt{d_x^2 - \left(\frac{b}{b-w} \right) - \frac{4 M_{px}}{\sigma_e (b-w)}} \right]$$

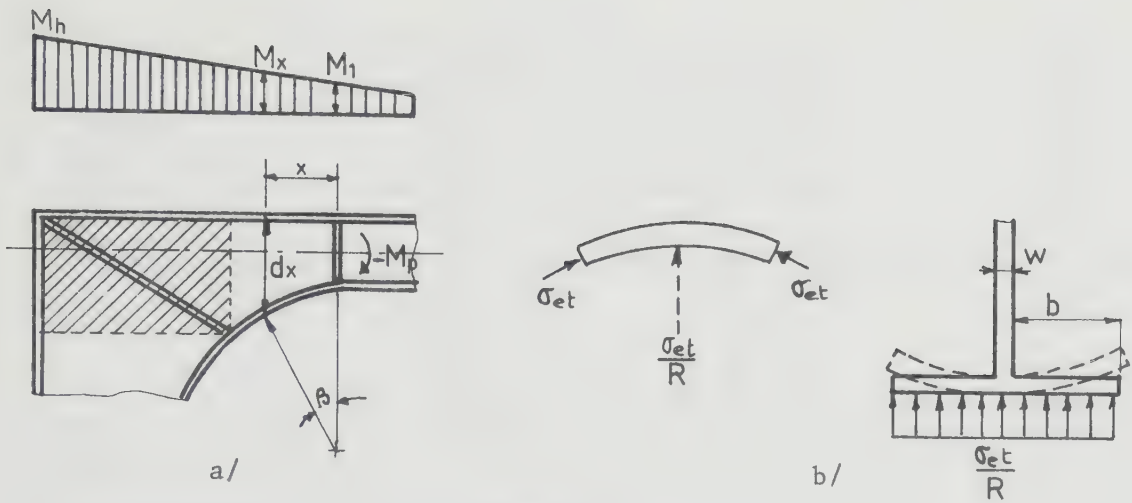


Figure 17

La condition de stabilité va s'écrire, en désignant par R le rayon de courbure du gousset et par ϕ l'angle au centre (en radians) de la semelle courbe entre points supportés latéralement :

$$R\phi = L_{cr} = 6 b$$

Toutefois, un problème nouveau existe dans les semelles courbes à parois minces : la flexion transversale de ces semelles dues aux composantes radiales des contraintes σ (fig. 17.b). Ce problème a été étudié par plusieurs auteurs et, à la manière de (24), on peut donner une condition simple pour que cet effet soit négligeable. Raisonnant sur une unité de longueur de semelle soumise à la résultante $\frac{\sigma_e t}{R}$, on impose à la demi-semelle encastree sur l'âme un moment d'encastrement inférieur au moment plastique :

$$\frac{\sigma_e t}{R} \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{4} \ll \sigma_e \frac{t^2}{4},$$

soit :

$$\frac{b}{t} \ll \frac{2 R}{b}.$$

I-3-1-2 Assemblages de poutre-poteau

La figure (18) montre plusieurs possibilités d'assemblages de poutre-poteau ; selon le cas traité, on distingue un assemblage poutre-poteau sans raidisseur, un assemblage avec raidisseurs horizontaux, un autre avec raidisseurs verticaux et un dernier cas avec raidisseurs en T.

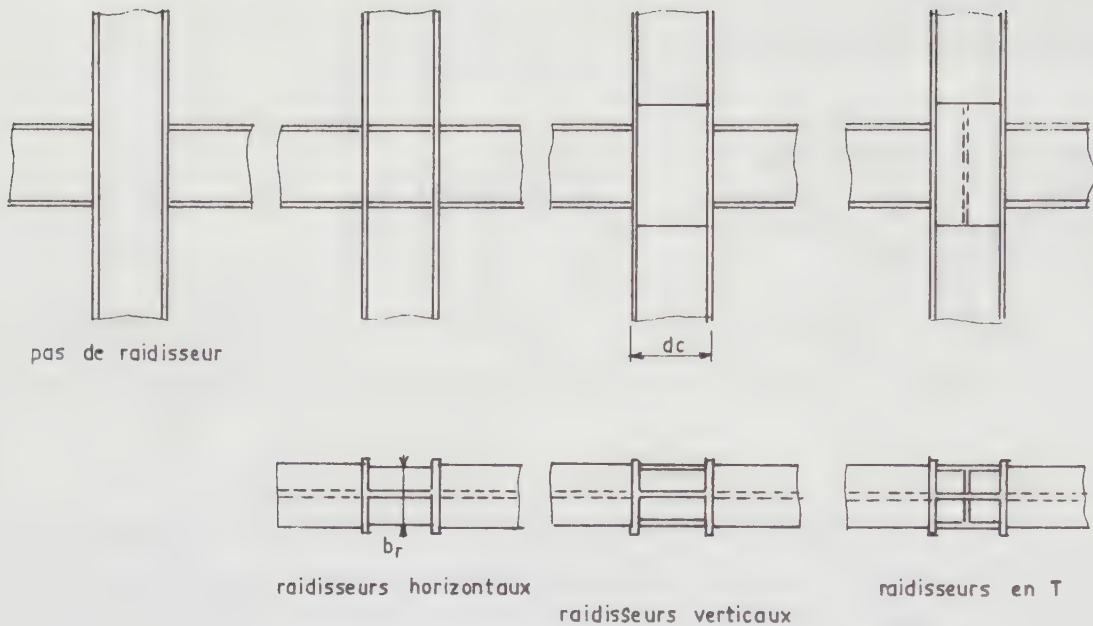


Figure 18

Comme cela a été montré en (15), trois facteurs peuvent influencer le comportement de ce type d'assemblage :

- une instabilité locale de l'âme du fait de la concentration de l'effort de la semelle en compression ;
- une instabilité globale du panneau de l'âme assimilé à une plaque comprimée ;
- une rupture de la soudure bout à bout raccordant la semelle tendue de la poutre à la semelle du poteau.

Le problème du voilement local a déjà été discuté en (I-1-3) ; la condition correspondante qui a été donnée est en fait limitée à des valeurs du rapport d_c/w assez petites (d_c étant la hauteur du poteau pour que l'instabilité globale ne précède pas l'instabilité locale. En considérant le panneau de l'âme du poteau comme une plaque allongée sur appuis simples, comprimée par deux efforts égaux et opposés, (25) a montré que l'instabilité globale du panneau n'est pas à craindre si :

$$\frac{d_c}{w} \leq \frac{150}{\sqrt{\sigma_e}} \quad (\text{avec } \sigma_e \text{ en daN/mm}^2).$$

Il a été également donné une formule de charge critique correspondant à l'instabilité globale de l'âme en compression (lorsque

$$\frac{d_c}{w} > \frac{150}{\sqrt{\sigma_e}}) :$$

$$P_{cr} = 3400 \frac{w^3}{d_c} \sqrt{\sigma_e}$$

(avec w_c , d_c en mm , σ_e en daN/mm² et P_{cr} en daN).

Quant à la semelle tendue de la poutre, comme le montre la figure (19), elle a tendance à repousser la semelle du poteau vers l'extérieur. Une déformation trop importante de la semelle du poteau peut alors entraîner la rupture de la soudure.

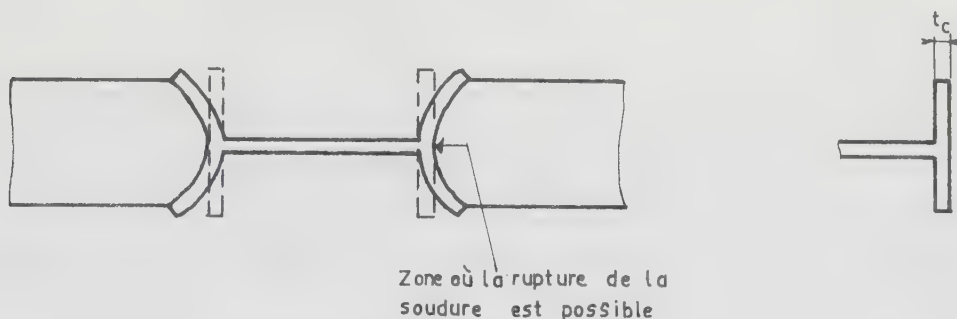


Figure 19

Une analyse exacte de la flexion de la semelle du poteau est pratiquement impossible du fait que la flexion se produit à la fois dans le sens horizontal et dans le sens vertical. A la référence (15) où des hypothèses sont faites sur la distribution de l'effort appliqué par l'aile de la poutre sur l'aile du poteau, ainsi que sur l'extension de la zone de flexion dans l'aile du poteau, on montre que l'épaisseur t_c de la semelle du poteau doit satisfaire à :

$$t_c \geq 0,4 \sqrt{A_g} ,$$

où A_g est la section de la semelle de la poutre ; (cette formule suppose que σ_e est le même pour la poutre et le poteau). Une série d'essais a montré que les assemblages qui remplissent la condition précédente transmettent le moment plastique de la poutre de manière satisfaisante.

Lorsque l'épaisseur de l'âme du poteau ne satisfait pas à la condition de voilement local ou global ou lorsque la condition

précédente de flexion n'est pas remplie, l'utilisation de raidisseurs est indispensable. Le raidisseur peut être horizontal ou vertical ou encore en T. Les raidisseurs horizontaux doivent être placés symétriquement de part et d'autre de l'âme du poteau et soudés à cette âme et aux deux semelles de ce poteau. Les raidisseurs verticaux doivent également être placés symétriquement, mais sur une hauteur suffisante pour permettre à l'effort de la semelle comprimée de la poutre de se diffuser à la fois dans l'âme du poteau et dans les raidisseurs. Le calcul du raidisseur peut être effectué en considérant la valeur additionnelle de l'effort résistant nécessaire pour réaliser l'équilibre. (26) et (27) ont donné les détails de calcul de ces raidisseurs. A noter que pour un raidissage horizontal, la condition d'équilibre donne :

$$t_r = \frac{A_s - w(t + 5k)}{b_r}$$

où t_r est l'épaisseur et b_r la largeur totale des raidisseurs horizontaux.

Pour un raidissage vertical, l'expérience a montré que la contrainte dans les raidisseurs se distribue pratiquement avec la même pente que celle dans l'âme du poteau ; l'épaisseur t_r de chacun des deux raidisseurs est dans ce cas :

$$t_r = \frac{1}{2} \left(\frac{A_s}{t + 5k} - w \right)$$

Il ne faut pas oublier que la condition du voilement local donnée en (I-1-1) doit également être vérifiée au niveau des raidisseurs. C'est-à-dire (cf. fig. 18) :

$$\frac{b_r/2}{t_r} \leq 8,5 \quad \text{pour un raidissage horizontal ;}$$

$$\frac{0,95 d_c}{t_r} \leq 32 \quad \text{pour un raidissage vertical.}$$

Jusqu'à maintenant dans ce paragraphe, l'accent a été mis sur les problèmes particuliers posés au contact des semelles de la poutre avec les ailes du poteau. Mais on ne doit pas perdre de vue le problème de résistance de l'âme de l'assemblage aux différentes sollicitations provenant des éléments attachés au noeud de l'assemblage.

Une approche simple consiste à ne prendre en considération comme sollicitations (cf. fig. 20) que les moments M_1 et M_2 exercés par les poutres ainsi que l'effort de cisaillement H et l'effort V apportés par le poteau.

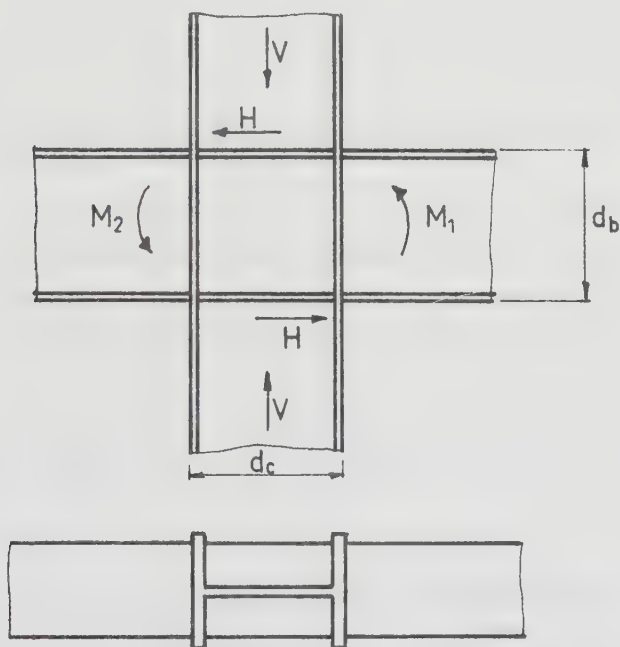


Figure 20

En admettant les contraintes de cisaillement uniformément réparties sur le contour de l'âme de l'attache, on a :

$$\tau = \frac{1}{d_b w} \left(\frac{M_1 + M_2}{d_c} + H \right) .$$

D'autre part, la contrainte σ_N créée par l'effort normal V est égale à :

$$\sigma_N = \frac{V}{d_c w} .$$

Le critère de Von Misès, à savoir $\sigma_N^2 + 3 \tau^2 \leq \sigma_e^2$, donne alors la condition :

$$w \geq \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{3}{d_b^2} \left(\frac{M_1 + M_2}{d_c} + H \right)^2 + \left(\frac{V}{d_c} \right)^2} .$$

Cette formule donne l'épaisseur de l'âme w , pour éviter la ruine par plastification complète de l'âme de l'attache sous les conditions

générales d'application des sollicitations M_1 , M_2 , H et V . Si w est insuffisant, on remplit la condition précédente en ajoutant une fourrure d'âme ou des raidisseurs diagonaux.

Dans une étude récente (ref. 28), TANAKA a étudié le cas général où chaque élément exerce sur le noeud trois sollicitations : un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Se basant sur les équations d'équilibre pour négliger l'influence de certaines sollicitations et postulant l'existence d'une surface d'écoulement de la forme :

$$\sigma_N^2 + \sigma_M^2 + 3 \tau^2 \leq \sigma_e^2$$

où σ_M est une contrainte de flexion dans l'âme, cet auteur fournit une formule plus générale que celle démontrée plus haut. Toutefois, dans cette théorie, il est nécessaire de faire des hypothèses sur la forme du diagramme des contraintes de flexion dans l'âme (par exemple bi-rectangulaire) et sur la répartition des efforts entre les semelles et l'âme du poteau.

1-3-1-3 Assemblages de continuité

L'assemblage de continuité le plus complet est le couvre-joint des semelles et de l'âme d'une section de poutre ou de poteau. En ce qui concerne les semelles, une soudure bout-à-bout à pénétration complète assure toujours la continuité des efforts. En effet, les efforts transmis étant principalement de compression ou de traction et le métal de la soudure étant généralement plus résistant que le métal de base, aucune difficulté ne se pose pour ce genre de réalisation. Quant à la soudure d'angle soumise au cisaillement, la résistance à la rupture des cordons de soudure dépend non seulement de la résistance du métal de soudure mais aussi de la direction de la charge appliquée (qui peut être parallèle ou perpendiculaire au cordon). (29), (30), (31) ont montré que des cordons exécutés par soudure manuelle à l'arc présentaient une résistance au cisaillement de 70 à 75 % de la résistance en traction du métal déposé. Des essais plus récents donnés par (32) ont montré des résistances similaires. (33) et (34) ont entrepris une série d'essais de cordons de soudure d'angle soumis à la fois à une sollicitation normale et à une sollicitation parallèle à l'axe du cordon : il apparaît que la résultante vectorielle des deux sollicitations est la grandeur caractéristique pour le calcul de résistance de la soudure.

Par contre aucune étude n'a été entreprise dans le domaine plastique sur la distribution des contraintes de cisaillement le long d'une soudure d'angle, que l'on soit en simple ou en double recouvrement.

En ce qui concerne l'âme, si la continuité est assurée par une soudure d'angle, on ne dispose dans la littérature d'aucun résultat en domaine plastique.

I-3-1-4 Ancrages de poteau

A notre connaissance, il n'existe pas d'étude de dimensionnement de pied de poteau entreprise dans le domaine plastique. L'importance du degré d'encastrement du pied de poteau sur la stabilité de la construction a été soulignée par (35).

I-3-2 Dimensionnement des assemblages par boulons à haute résistance

Dans ce paragraphe, on distinguera entre deux types d'assemblages : le premier type est celui des assemblages avec boulons sollicités par des efforts parallèles aux axes des boulons, ces efforts étant transmis par des platines d'extrémités soudées aux éléments ; par exemple, ce type d'assemblage peut être réalisé dans l'angle d'un portique ou au croisement d'une poutre et d'un poteau. Le second type d'assemblage est celui où les boulons sont sollicités par un effort de cisaillement, intervenant essentiellement dans les assemblages de continuité.

I-3-2-1 Assemblages d'angle et de poutre-poteau avec platines d'extrémités

Ce mode d'assemblage, d'exécution relativement simple, consiste à souder une plaque à l'extrémité d'une poutre ou d'un tronçon de poutre, puis à assembler la plaque uniquement à l'aide de boulons HR à la plaque correspondante d'un poteau ou d'une autre poutre. Différentes dispositions sont données à la figure (21).

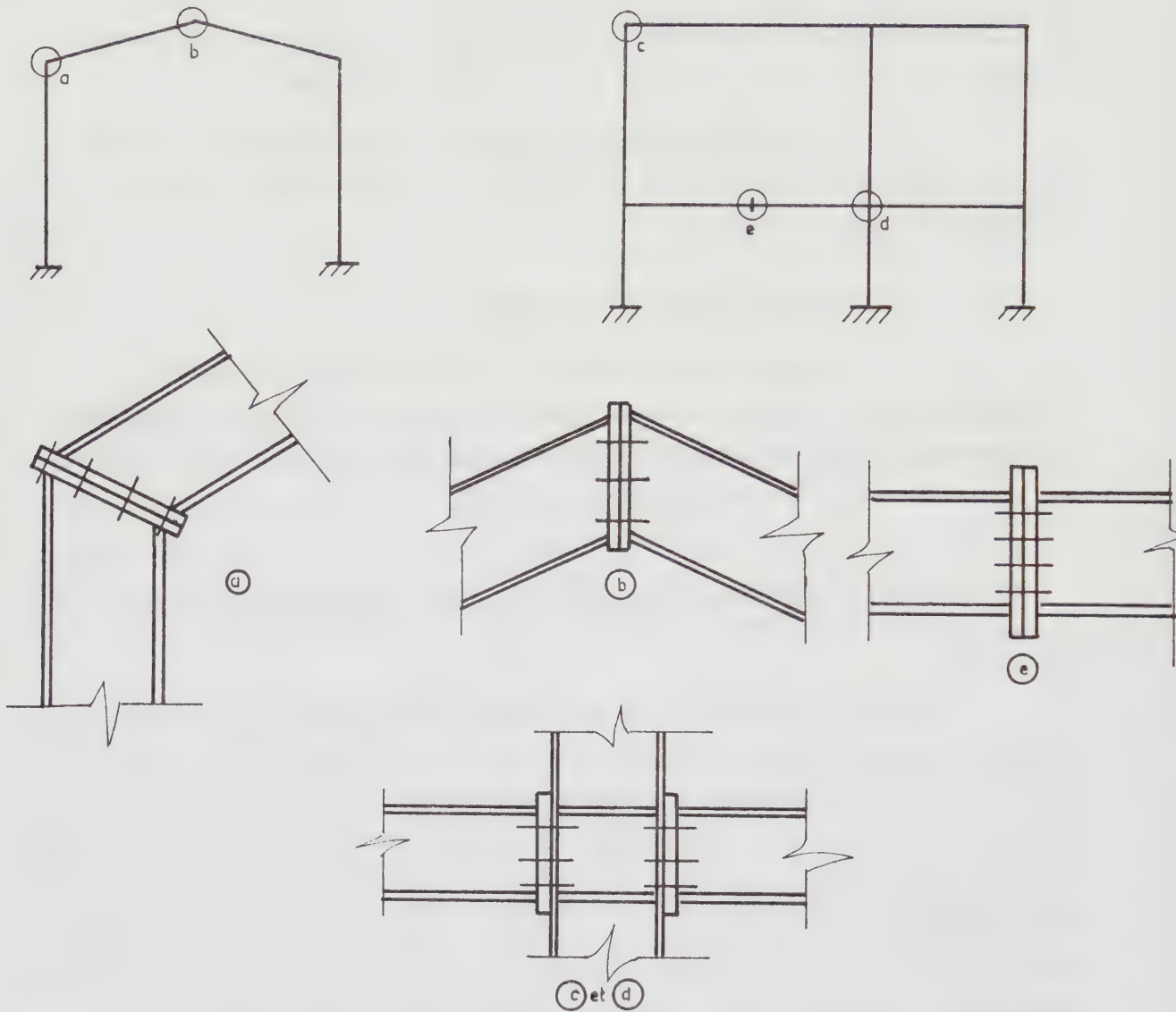


Figure 21

1-3-2-1-1

Les premiers essais sur assemblages à boulons H.R. devant résister à un moment plastique ont été réalisés à l'Université de Cambridge. Différentes dispositions d'assemblage intérieur de poutres à une colonne ont été testées par JOHNSON, CANNON, SPOONER (ref. 36), et une comparaison des résultats obtenus avec ceux donnés par JOHNSON en (37) pour des assemblages soudés a montré l'aptitude des assemblages à boulons H.R. à développer le moment plastique (cf. figure 22):

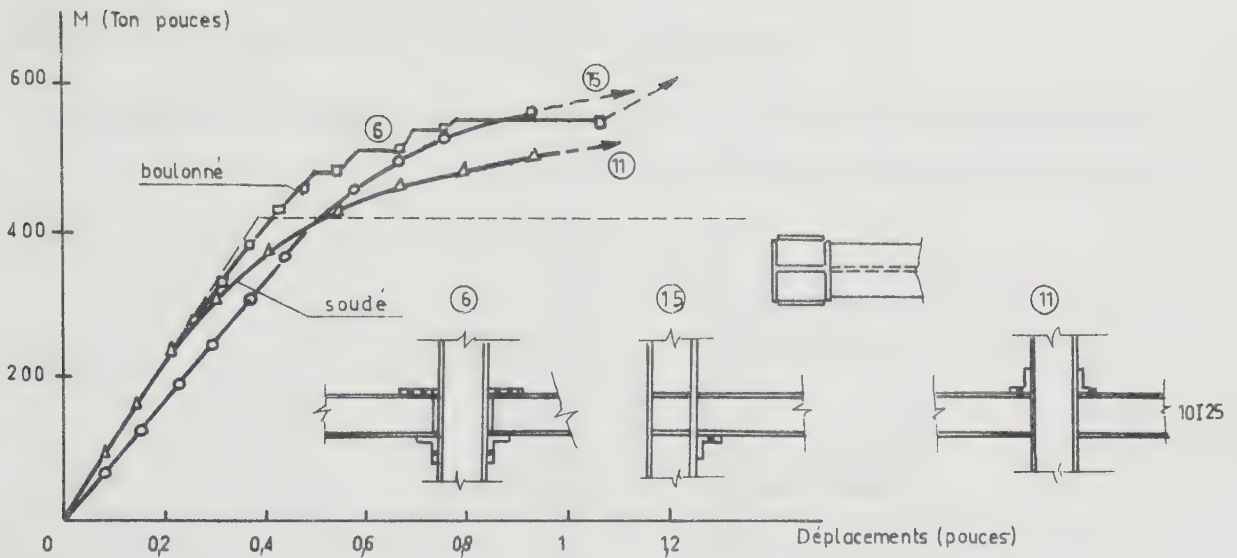


Figure 22

Ensuite, SHERBOURNE (ref. 38) a entrepris une série d'essais en vue de mettre au point de manière simple un type d'assemblage économique. S'appuyant sur ces essais, l'auteur propose une méthode de calcul basée sur deux hypothèses :

a/ à la ruine, les efforts dans les boulons situés de part et d'autre de la semelle tendue sont égaux. Cette hypothèse provient de ce fait que la déformation de la plaque d'extrémité a tendance à produire l'égalisation de la charge entre les deux boulons.

b/ La plaque d'extrémité est assimilée à une poutre encastrée par les boulons dans la zone située immédiatement de part et d'autre de la semelle tendue ; de la condition de flexion de cette plaque on pourra déterminer l'épaisseur de cette plaque.

Conformément à la figure (23) représentant un assemblage de poutre-poteau avec platines d'extrémités comprenant quatre boulons tendus, on obtient :

$$bt \sigma_e = 4 A \sigma_{ad}$$

avec :

$bt \sigma_e$ = capacité de la semelle tendue de la poutre (largeur b , épaisseur t , limite élastique σ_e de l'acier de la poutre) ;

A = section nette du boulon ;

σ_{ad} = contrainte admissible en traction dans les boulons ;

(SHERBOURNE dans ces exemples prend pour σ_{ad} la contrainte correspondant à l'effort de précontrainte N_0 du boulon).

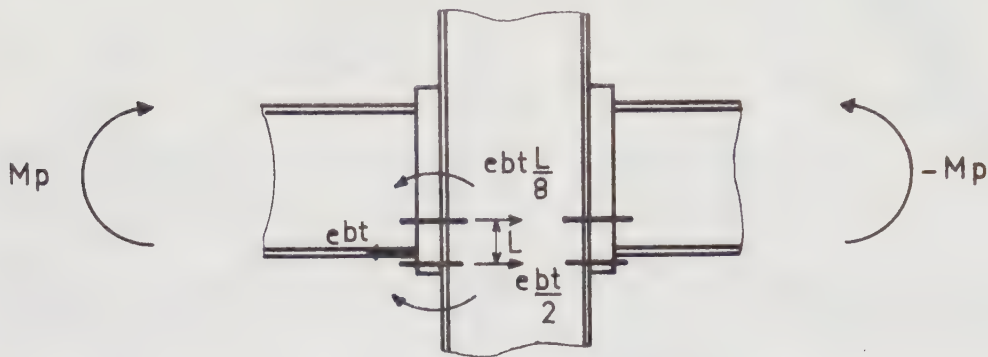


Figure 23

En choisissant un diamètre de boulons suffisant, on peut alors vérifier à l'aide de l'équation précédente si sa contrainte est bien admissible. Quant à la plaque, en appliquant la 2ème hypothèse, on obtient pour moment maximum (correspondant au mécanisme de ruine) :

$$M_{\max} = \sigma_e b t \frac{L}{8}$$

où L est la distance entre les deux boulons.

Le moment plastique de résistance de la plaque est donné par :

$$M_p^* = \frac{B T^2}{4} \times \sigma^*$$

où :

B = largeur de la plaque d'extrémité ;

T = épaisseur de la plaque d'extrémité ;

$\frac{B T^2}{4}$ = module plastique de la section de la plaque ;

σ^* = limite élastique réduite due à la présence de contraintes de cisaillement dans la plaque (a priori non négligeables vu que la portée L est faible).

Avec le critère de VON MISES, le moment plastique sera donné par :

$$M_p^* = \frac{B T^2}{4} \sqrt{\sigma_e^2 - 3 \tau^2},$$

τ étant la contrainte de cisaillement moyenne dans la plaque d'extrémité égale à :

$$\tau = \frac{\sigma_e b t}{2} \times \frac{1}{B T}.$$

De la condition $M_{\max} = M_p^*$, on tire :

$$\sigma_e b t \frac{L}{8} = \frac{B T^2}{4} \sqrt{\sigma_e^2 - \frac{3 \sigma_e^2}{4} \left(\frac{b t}{B T}\right)^2}$$

En supposant le matériau de la poutre identique à celui de la plaque d'extrémité, l'équation précédente se simplifie sous la forme :

$$\left(\frac{b t}{B T}\right)^2 \left[\left(\frac{L}{2 T}\right)^2 + \frac{3}{4} \right] = 1.$$

L'épaisseur T de la plaque peut ainsi être déterminée aisément.

Dans son travail, SHERBOURNE se préoccupe également du problème de raidissage de la zone comprimée de l'âme de la colonne (pour éviter une plastification locale du panneau). Se basant sur une étude faite par PARKES (ref. 39) (assimilant la semelle de la colonne comme une poutre chargée d'une force concentrée P reposant sur une fondation élastique constituée par l'âme de la colonne), il utilise la formule suivante de contrainte maximale dans l'âme (à la jonction âme-semelle directement sous le point d'application de la charge) :

$$\sigma = \frac{2 P}{3 \sqrt{3}} \cdot \frac{1}{J w}$$

où :

$$J^3 = \frac{(1 + \nu)(3 - \nu)}{2} \frac{I_s}{w}$$

et où I_s est le moment d'inertie (faible) de la semelle de la colonne, w l'épaisseur de l'âme de la colonne et ν le coefficient de Poisson. Dans le cas où σ est supérieur à σ'_c (limite élastique de l'âme de la colonne), on place alors un raidisseur de section A_r telle que :

$$\sigma_e b t = \sigma_e A_r + 1,4 \sigma'_c (t_c + T) \sqrt[3]{\frac{2}{w} B},$$

t_c étant l'épaisseur de la semelle de la colonne et v étant pris égal à 0,5.

A notre avis, le résultat de PARKES étant relativement ancien, on recommande plutôt d'utiliser les formules déjà données au paragraphe I-3-1-2 pour les noeuds soudés, formules plus récentes qui couvrent à la fois le problème de plastification locale et celui d'instabilité globale du panneau.

I-3-2-1-2

DOUTY et Mc GUIRE (ref. 40) ont analysé plus en détails les efforts sollicitant les assemblages constitués soit de tronçons en T (assemblés par boulons H.R.), soit d'une platine d'extrémité soudée à un tronçon de poutre. L'originalité de leur étude tient essentiellement au modèle mathématique présenté, qui introduit un effet de levier entre la section en T et le poteau. Une estimation de la valeur de cet effet de levier a été donnée, qui semble avoir été confirmée expérimentalement par le programme d'essais mené par les mêmes auteurs. Les grandes lignes de cette théorie sont données ci-après.

Considérons la section en T de la figure (24). En l'absence de chargement, l'effort de traction dans les boulons est égal à la précontrainte N_0 de ces boulons. Lorsqu'un effort extérieur $2F$ est appliqué, la semelle du T aura tendance à fléchir. Les extrémités du T, distantes de "a" par rapport aux boulons, entreront donc en contact avec le support et développeront des efforts de levier "Q". Dans ce modèle, on supposera que les efforts de levier agissent comme des charges concentrées.

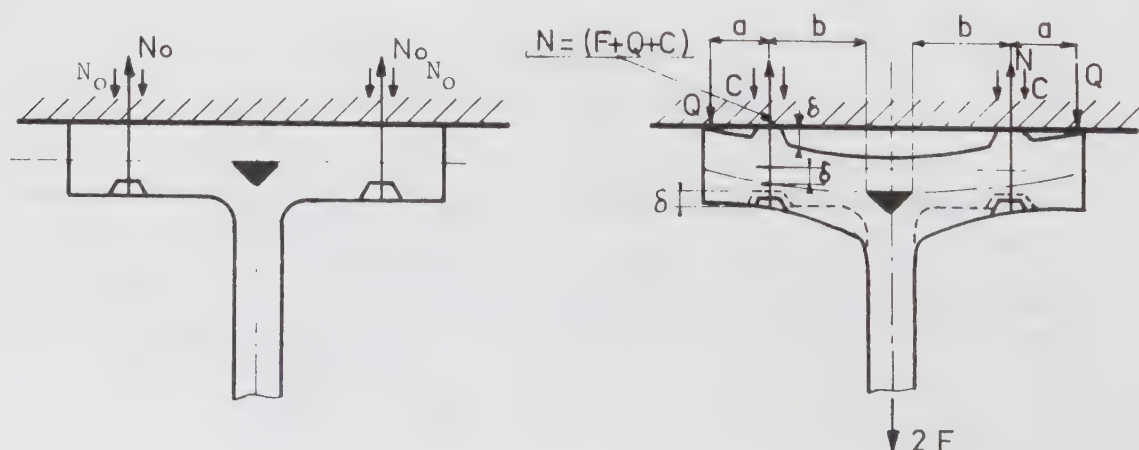


Figure 24

La flèche (considérée verticalement sur la figure) de la fibre moyenne de la semelle de la section en "T" au niveau du boulon est désignée par " δ ". En considérant qu'il n'y a pas de déformation locale au voisinage de la tête du boulon, ce dernier s'allonge de la même valeur " δ ". Désignant par "C" l'effort de pression de la zone en contact entre le support et la semelle, l'effort total sur le boulon est égal à :
 $N = F + Q + C$; (en l'absence de chargement $2F$, on a évidemment $C = N_0$. On notera que : $N > N_0$). Les dimensions "a" et "b" de l'assemblage étant données, le problème présente 3 inconnues, à savoir : δ , Q et C . On commencera par résoudre ce problème dans le domaine élastique.

a/ Calcul en domaine élastique

On écrit 3 relations de déformation portant sur la semelle du T au droit du boulon, le boulon et la flexion générale de la semelle.

- Dans la mesure où la semelle reste en contact avec le support, celle-ci subit nécessairement au droit du boulon un allongement égal à :

$$\delta = \frac{(N_0 - C) t_p}{A_p E_p}$$

avec :

t_p = épaisseur de la semelle du T, A_p = surface effective en compression,
 E_p = module d'élasticité du T.

Pour simplifier les notations, on désignera par la suite $\frac{t_p}{A_p E_p}$ par $1/r_p$. Lorsque le contact entre le support et le T n'existe plus, cette équation n'est plus valable, ce qui n'a pas d'importance puisque C est connu et égal à zéro.

- L'élongation du boulon est égale à :

$$\delta = \frac{(N - N_0) l_b}{A_b E_b}$$

où " l_b " est la longueur effective du boulon ; là encore on posera :

$$\frac{l_b}{A_b E_b} = \frac{1}{r_b}$$

- En supposant que la flexion de la semelle est uniforme sur toute sa largeur, la flèche correspondant à la fibre moyenne au droit du boulon

est égale à :

$$\delta = \frac{ab^2}{E(BT^3/12)} \left\{ \frac{F}{2} - \frac{a}{b} \left[\frac{1}{3} \left(\frac{a}{b} \right) + 1 \right] Q \right\}$$

Pour obtenir cette expression, on assimile la semelle (de largeur B et d'épaisseur T) à une poutre élastique se déformant en flexion, soumise aux charges suivantes : 2F au centre, Q à chaque extrémité et -(F+Q) au droit des boulons.

Résolvant les équations précédentes par rapport à Q, on obtient pour expression de l'effet de levier :

$$Q = \left[\frac{1/2 - \frac{E BT^3/12 ab^2}{r_b + r_p}}{a/b \left(\frac{a}{3b} + 1 \right) + \frac{E BT^3/12 ab^2}{r_b + r_p}} \right] F$$

Cette expression montre que l'effet de levier n'existe que si $\frac{E BT^3}{12 ab^2(r_p+r_b)} < \frac{1}{2}$ puisque Q ne peut être négatif. Lorsque cette condition est remplie, l'existence de Q revient à réduire la rigidité flexionnelle de la partie centrale de la plaque.

Pour des charges 2F importantes, les boulons peuvent s'allonger au point de permettre une séparation des surfaces en contact. C étant nul, le résultat précédent se transforme en :

$$Q = \left[\frac{1/2 - \frac{E BT^3}{12 ab^2 r_b} \left(1 - \frac{N_o}{F} \right)}{\left(\frac{a}{b} \right) \left(\frac{a}{3b} + 1 \right) + \frac{E BT^3}{12 ab^2 r_b}} \right] F$$

D'un point de vue pratique, pour appliquer les expressions précédentes, DOUTY et Mc GUIRE proposent en domaine élastique d'adopter les valeurs suivantes :

$E_b = E_p = E$, le module d'Young du boulon et celui de la plaque étant quasiment les mêmes ;

$l_b = l_p = T$ (épaisseur de la semelle du T) ;

A_p = section du cylindre creux de diamètre intérieur égal à celui du boulon et de diamètre extérieur égal au diamètre moyen de la rondelle ; (A_p peut alors s'exprimer en fonction uniquement de A_b , section brute du boulon).

Par exemple, la première expression de Q devient :

$$Q = \left[\frac{1/2 - \frac{BT^4}{30 ab^2 A_b}}{\frac{3}{4} \frac{a}{b} \left(\frac{a}{4b} + 1 \right) + \frac{BT^4}{30 ab^2 A_b}} \right] F$$

En fait, Q n'étant pas appliqué de manière ponctuelle lorsque F n'est pas trop élevé, les auteurs ont remplacé dans la formule précédente "a" par " $\frac{3}{4} a$ ".

Les vérifications proposées à entreprendre en calcul élastique sont les suivantes :

- au niveau du boulon : $F + Q \leq 0,75 N_0$; cette limite assure avec une certaine marge de sécurité le non décollement des plaques en contact - (A noter que seule la première expression de Q sera à prendre en considération).

- dans la semelle du T : la contrainte de flexion au niveau de la section la plus critique de la semelle ne doit pas dépasser la contrainte admissible ; dans ce calcul, on place l'effort de levier à la distance $\frac{3}{4} a$ et on prend pour module de flexion $\frac{BT^2}{6}$.

b/ Calcul en domaine plastique

Soit F_u l'effort que reprend chaque boulon provenant du moment plastique M_p sollicitant l'assemblage ; on admet que tous les boulons travaillent uniformément. La formule donnant l'effort de levier Q est alors modifiée en supposant Q concentré à l'extrémité du T (distance a) et en diminuant au dénominateur de la formule les rigidités de la semelle et du boulon du fait que l'on est en domaine plastique. Ainsi, pour la première expression de Q, il est proposé :

$$Q = \left[\frac{1/2 - \frac{BT^4}{30 ab^2 A_b}}{\frac{a}{b} \left(\frac{a}{3b} + 1 \right) + \frac{BT^4}{6 ab^2 A_b}} \right] F_u$$

Les vérifications à entreprendre en calcul plastique sont les suivantes :

- au niveau du boulon : $F_u + Q \leq 1,15 N_0$ si au niveau de l'assemblage doit se former une rotule intermédiaire du mécanisme de ruine :

$F_u + Q \leq 1,33 N_0$ s'il se forme dans l'assemblage la dernière rotule du mécanisme.

- dans la semelle T : la contrainte de flexion au niveau de la section la plus critique de la semelle ne doit pas dépasser la contrainte élastique σ_e ; dans ce calcul, on place l'effort de levier à la distance a et on prend pour module plastique de flexion $\frac{BT^2}{4}$.

Remarque :

Il est à noter que les développements précédents sont applicables aux assemblages poutre-poteau réalisés avec des sections en "T". Si une platine d'extrémité est utilisée, les auteurs considèrent que la semelle de la poutre et les parties de la platine d'extrémité adjacentes constituent un ensemble équivalent à une section en T. Ainsi, les formules de dimensionnement données sont toujours valables dans une conception de platine d'extrémité.

I-3-2-1-3

Partant de l'idée et du raisonnement de DOUTY et Mc GUIRE, KONISKI et YAMAKAWA (ref. 41) ont développé une théorie plus élaborée tenant compte à la fois d'un effet de soulèvement au niveau des boulons et d'une zone partiellement comprimée de la platine.

L'hypothèse de départ de ces auteurs est de considérer que la distribution des efforts est linéaire dans la partie comprimée de la platine ; dans la partie tendue, les boulons reprennent des efforts de traction en tenant compte des effets de levier, des contraintes de contact et de la rigidité flexionnelle de la platine à la manière de DOUTY et Mc GUIRE.

Dans l'optique d'un calcul élastique, donnons quelques indications sur cette théorie. L'assemblage étant soumis à un moment de flexion M , on désigne par N_1 et N_2 les efforts totaux dans les

boulons aux niveaux 1 et 2 (cf. fig. 25). La déformation de la platine se traduit alors par un problème à 8 inconnues, à savoir : $Q_1, Q_2, N_1, N_2, C_1, C_2, \delta_1, \delta_2$ avec :

Q_1, Q_2 = effets de levier (perpendiculaires à la platine)
relatifs à chaque de boulons ;

C_1, C_2 = efforts de contact autour des boulons ;

δ_1, δ_2 = flèches de la platine au droit des boulons.

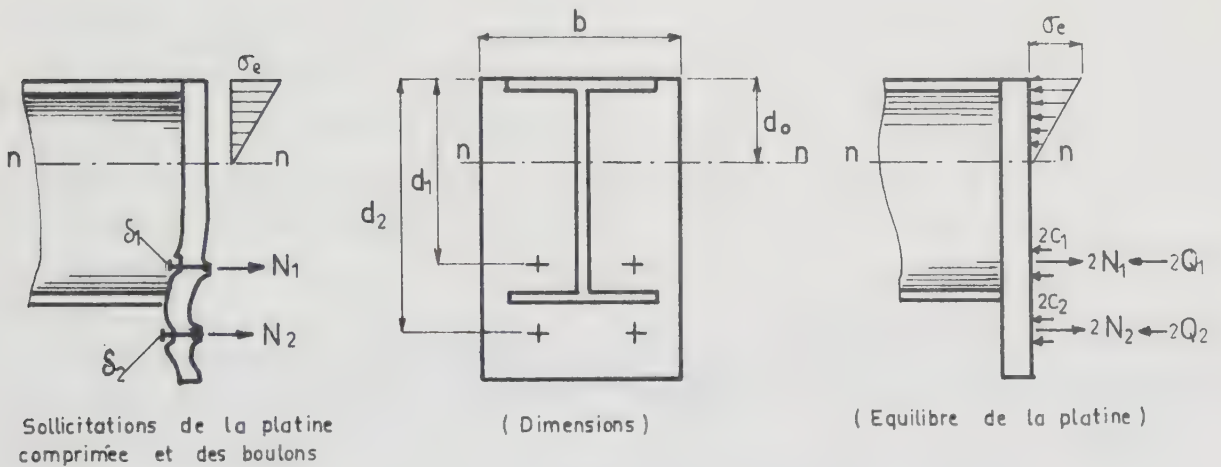


Figure 25

A partir des conditions d'équilibre de la platine d'une part, des relations entre les différentes sollicitations et allongements des éléments d'autre part, on peut établir un nombre d'équations égal au nombre d'inconnues citées .

Au préalable, la position d_0 de l'axe de flexion de la platine est déterminée en écrivant l'égalité du moment statique de la partie comprimée de la platine et de celui des sections de boulons. Cela donne :

$$\frac{b d_0^2}{2} = 2 A [(d_1 - d_0) + (d_2 - d_0)] ,$$

d'où :

$$d_0 = \frac{4 A}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d_1 + d_2)}{4 A}} \right] .$$

L'inertie de flexion de la platine à prendre en considération est alors :

$$I = \frac{b d_o^3}{3} + 2 A \left[(d_1 - d_o)^2 + (d_2 - d_o)^2 \right]$$

La platine reprenant un effort de compression total de $\frac{b d_o^2 M}{2 I}$ et un moment $\frac{b d_o^3 M}{3 I}$, on a les équations d'équilibre suivantes :

- en efforts :

$$2 \left[(N_1 - C_1 - Q_1) + (N_2 - C_2 - Q_2) \right] = \frac{b d_o^2 M}{2 I} \dots\dots (1)$$

- en moments :

$$2 \left[(N_1 - C_1 - Q_1) (d_1 - d_o) + (N_2 - C_2 - Q_2) (d_2 - d_o) \right] = M \left(1 - \frac{b d_o^3}{3 I} \right) \dots (2)$$

En outre, N_o étant l'effort de précontrainte initiale des boulons, on peut écrire les relations de déformation suivantes, déjà établies en I-3-2-1-2.

- pour les allongements des boulons :

$$N_1 = N_o + r_b \delta_1 \quad (3)$$

$$N_2 = N_o + r_b \delta_2 \quad (4)$$

- pour les allongements transversaux de la platine au droit des boulons :

$$C_1 = N_o - r_p \delta_1 \quad (5)$$

$$C_2 = N_o - r_p \delta_2 \quad (6)$$

- pour les flèches de la platine au droit des boulons :

$$Q_1 = \mu_1 M - \nu_1 \delta_1 \quad (7)$$

$$Q_2 = \mu_2 M - \nu_2 \delta_2 \quad (8)$$

avec, comme on l'a vu, des coefficients $\mu_1, \mu_2, \nu_1, \nu_2$ fonctions de la position des boulons, des rigidités des plaques et des boulons et du degré de concentration des efforts de levier Q_1 et Q_2 .

Théoriquement, disposant de 8 équations, le problème de dimensionnement de l'assemblage est donc possible. En pratique, la

méthode reste complexe, à plus forte raison si l'on doit utiliser des coefficients numériques nécessairement empiriques en vue d'une généralisation de la méthode à un dimensionnement plastique.

1-3-2-1-4

Au C.T.I.C.M., KHALILI (ref. 42) a montré l'importance de la déformation de la plaque sur la résistance globale de l'assemblage et la variation de cette déformation avec la position des boulons ; il a cherché à trouver un compromis entre la solution d'une platine d'extrémité rigide entraînant automatiquement un excès de matière, et la solution d'une platine flexible pouvant présenter un effet de levier trop important. Une série d'essais a été entreprise avec un nombre et une position variables de boulons dans la platine d'extrémité ; l'écartement entre platines d'extrémité a été mesuré et le comportement général de l'assemblage analysé en fonction de cet écartement. Un dispositif simple a permis également de vérifier la précontrainte dans les boulons et son évolution au cours du chargement. Deux types d'essais ont été réalisés : des essais de traction et des essais de flexion. En ce qui concerne les essais de traction, les conclusions sont les suivantes . Pour des plaques d'épaisseur inférieure à 16 mm, la flexibilité de ces plaques provoque un moment secondaire qui fait chuter rapidement la charge maximale appliquée à l'assemblage, il a été noté que l'écartement maximal des plaques ne se produit pas nécessairement au droit de l'âme, mais qu'il dépend de l'emplacement des boulons. Des essais identiques sur des modèles "trusquinés" à des distances différentes ont montré que la résistance est obtenue maximale lorsque les boulons sont les plus rapprochés de l'âme. Avec des plaques suffisamment épaisses ($t = 22$ mm et 26 mm) il a été remarqué que la charge maximale ne varie que faiblement avec la position des boulons situés à l'intérieur des semelles.

Quant aux essais de flexion, ils ont permis de déterminer que les boulons situés immédiatement à l'intérieur de la semelle tendue sont les plus sollicités ; les boulons situés à l'extérieur des semelles présentent un degré d'efficacité moindre que les premiers mais ils empêchent une ouverture des platines.

L'auteur s'est efforcé d'interpréter à l'aide du calcul ces différents résultats sur l'influence de la flexibilité des plaques.

Pour cela, il a assimilé la platine d'extrémité à un système de poutres croisées (relativement rapprochées) ; dans la direction de trusquinage, les poutres ont été considérées comme des consoles encastrées dans la zone comprimée de la platine ; dans la direction perpendiculaire, les poutres ont été considérées encastrées aux deux extrémités. Les seules charges appliquées aux noeuds de ce système ont été les efforts des boulons, il semble que ce modèle mathématique puisse donner des résultats corrects pour la déformation de la platine.

Dans une deuxième partie de son travail, KHALILI propose une méthode de dimensionnement dans les domaines élastique et plastique. Avant d'exposer cette méthode, il y a lieu de donner quelques précisions sur la manière dont l'auteur considère l'effet de levier d'une part, et l'état ultime de la platine d'autre part.

a/ Le modèle mathématique de l'effet de levier donné par DOUTY et Mc GUIRE a été conservé, mais présenté sous la forme suivante (cf. fig. 26) :

$$Q = \eta F \quad \text{avec} \quad \eta = \frac{1/4 - R}{S + R} \quad ,$$

$$R = \frac{d(a+b)T^4}{12 a^2 b^2 (A_B + A_P)}$$

$$\text{et} \quad S = \frac{a(a + 4 b)}{12 b^2} \quad .$$

Il n'y a pas d'effet de levier lorsque η est nul, c'est-à-dire lorsque :

$$T = \sqrt[4]{\frac{3 a^2 b^2 (A_B + A_P)}{d(a + b)}}$$

L'auteur recommande de prendre pour A_P la valeur $5 A_B$, à son avis plus représentative des conditions réelles de sollicitation. Il note aussi que, par suite de l'existence d'une rondelle au contact de la tête du boulon et l'existence d'un congé de l'âme avec la semelle, les valeurs de a et b doivent être remplacées par :

$$a' = a - \emptyset/2 \quad (\emptyset = \text{diamètre de la rondelle})$$

$$b' = b - r/2 \quad (r = \text{rayon du congé}).$$

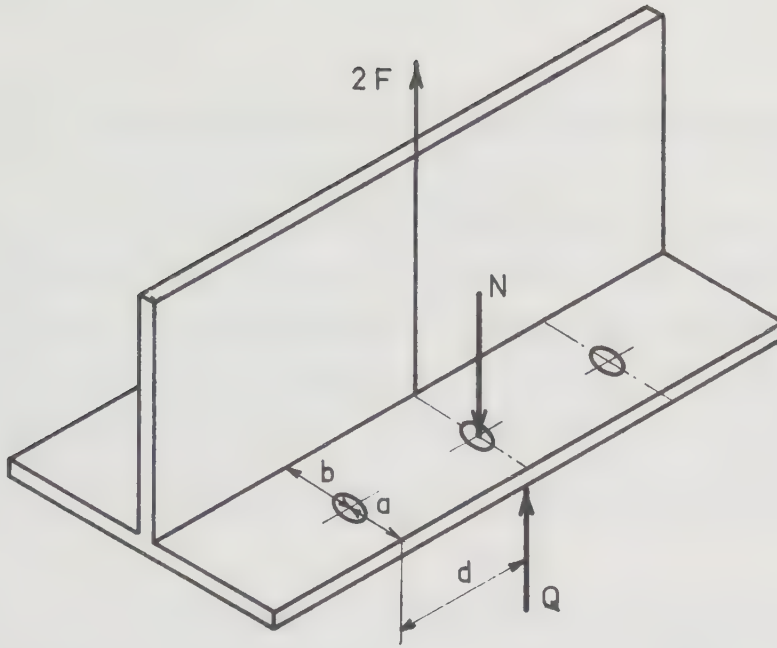


Figure 26

b/ A l'état limite, la répartition des contraintes exercées par l'élément sur la platine est déterminée de la manière qui suit (l'assemblage est ici soumis à un moment de flexion).

Les efforts de compression se diffusent dans les plaques par l'âme (sur une certaine hauteur h_c) et la semelle supérieure de la poutre, à travers les cordons de soudure qui lient la plaque au profil (cf. fig. 27) ; l'auteur admet que la transmission des efforts se fait selon des droites de pente 1. Avec le cas général de cordons symétriques, l'effort limite de compression de la plaque est donc :

$$F_e = \sigma_e [h_c(w_a + 2a + T) + (1 - w_a)(t_s + 2a + T)]$$

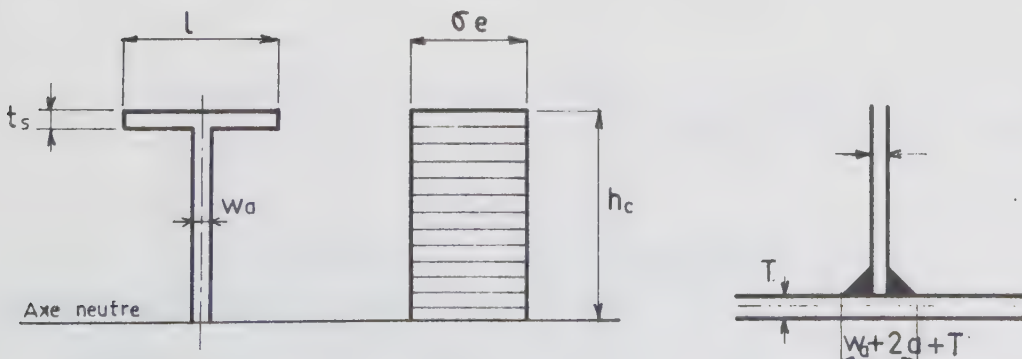


Figure 27

(a est la dimension du cordon de soudure, T l'épaisseur de la platine,

w_a et t_s les épaisseurs de l'âme et de la semelle de la poutre...).

En ce qui concerne les efforts de traction, s'ils sont repris bien évidemment par les boulons tendus, leur transmission est assurée par la partie tendue de la platine. La plaque subit ainsi une flexion dans deux sens perpendiculaires suivant que l'on étudie l'effort transmis par l'âme ou celui transmis par la semelle (cf. fig. 28). Cette flexion fait apparaître un moment m_p à l'endroit du cordon de soudure qui s'équilibre (à l'état limite) avec le moment m localisé près de la ligne de trusquinage des boulons.

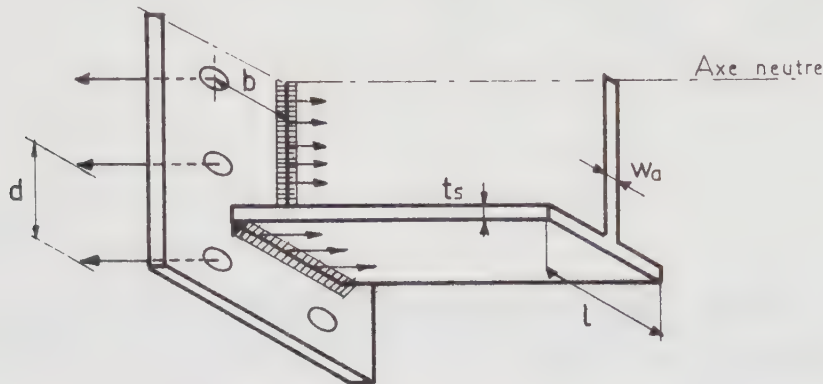


Figure 28

Si σ^* est la limite élastique réduite (due à la présence de cisaillement) pour la plaque, le moment plastique par unité de longueur de cette plaque est :

$$m_p = \frac{\sigma^* \cdot T^2}{4} .$$

Pour un élément de longueur dh_a pris dans l'âme, l'effort de traction dF_{ta} sera tel que :

$$m \cdot dh_a = \frac{dF_{ta} \cdot b}{4} ,$$

en supposant la plaque encastrée le long des lignes de trusquinage.

D'où la force totale correspondant à l'âme (en faisant $m = m_p$) :

$$F_{ta} = \sigma^* \cdot \frac{h_a}{b} \cdot T^2 .$$

Les efforts provenant de la semelle tendue provoquent également une flexion de la plaque dans le sens perpendiculaire au précédent ; d'où, avec le

même raisonnement, la force totale correspondant à la semelle :

$$F_{ts} = \frac{\sigma^* (1 - w_a)}{d/2} T^2$$

(avec l = largeur de la semelle et d = distance entre les boulons de part et d'autre de la semelle).

L'effort limite de traction de la plaque est donc :

$$F_t = F_{ta} + F_{ts}$$

c/ A partir des considérations précédentes, indiquons à notre avis comment il est possible de dimensionner l'assemblage (platine et boulons) dans le domaine plastique ; d'ailleurs, la référence (42) n'est pas très explicite sur ce sujet.

On considère ici le cas le plus complexe de l'assemblage soumis au moment plastique M_p .

On écrit que les efforts F_c et F_t du profil en I sur la platine sont en équilibre, ce qui entraîne 2 équations :

- l'une en résultante : $F_c = F_t$;
- l'autre en moment : Moment $\{F_c, F_t\}$ / axe neutre = M_p .

De ces deux équations, on tire :

- la position de l'axe neutre (étant entendu que la hauteur du profil $h = h_a + h_c$ est connue) ;
- l'épaisseur T de la platine.

La vérification à entreprendre au niveau des boulons va se baser sur une répartition des efforts précédents et la prise en compte de l'effet de levier. On ne s'intéresse évidemment qu'aux boulons sollicités en traction.

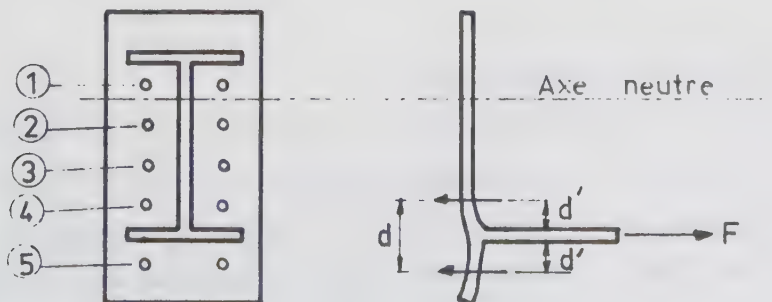


Figure 29

L'effort F_{ta} provenant de l'âme est supposé repris par les n boulons situés à l'intérieur des semelles (boulons ②, ③, ④ sur la fig. 29) ; Quant aux boulons situés immédiatement de part et d'autre de la semelle, ils reprennent l'effort F_{ts} provenant de la semelle (boulons ④ et ⑤ de la figure 29).

Les boulons les plus sollicités sont alors ceux situés immédiatement à l'intérieur de la semelle tendue ; d'où la condition suivante :

$$\frac{F_{ta}}{n} (1 + \eta_1) + \frac{F_{ts}}{4} (1 + \eta_2) \leq \alpha N_o ;$$

η_1 représente, s'il existe (cf. paragraphe a/), le coefficient de soulèvement dû à l'effet de levier agissant sur les bords longitudinaux de la platine

η_2 le coefficient de soulèvement de l'effet de levier dans le sens perpendiculaire à la semelle tendue ;

α un coefficient conventionnel ($\alpha = 1$ d'après SHERBOURNE, mais sans tenir compte de l'effet de levier ; $\alpha = 1,15$ ou $1,33$ selon le type de rotule plastique d'après DOUTY et Mc GUIRE ; enfin $\alpha = 1$ pour KHALILI en domaine élastique).

Notons que l'auteur n'a pas donné d'expression de η en domaine plastique ; faute de mieux, on peut toujours adopter celle de DOUTY et Mc GUIRE donnée en I-3-2-1-2 b/ .

Notons également que dans cette approche, l'effet de bras de levier n'est pas pris en considération pour le dimensionnement plastique de la platine ; il ne pouvait en être autrement dans la mesure où l'équilibre de la platine n'a été envisagé que sous les seules actions de contact du profile en J.

I-3-2-1-5 Autres concepts

Dans tous les développements précédents du paragraphe I-3-2, on a cherché à réunir le **maximum** d'informations sur les possibilités de dimensionnement d'un **assemblage** par platines d'**extrémités** dont les éléments se plastifient **simultanément** avec la **section des poutres** assemblées. Autrement dit, on s'est placé dans le concept où la rotule plastique se produit dans l'ensemble de l'assemblage.

De nombreux auteurs se sont souvent contentés du concept plus simple où l'assemblage transmet les efforts de plastification tout en restant dans le domaine élastique ; les rotules plastiques se forment alors non plus dans l'assemblage mais dans les barres, à son voisinage. Déjà, pratiquement tous les auteurs précités en I-3-2 ont apporté des contributions dans le domaine élastique avant de tenter de les généraliser dans le domaine plastique. Examinons pour terminer, dans le cas d'un dimensionnement élastique, deux autres approches simples en vue d'un calcul rapide en bureaux d'études : celle de SCHLAGINHAUFEN (ref. 43) et celle de DELESQUE (ref. 44).

a/ SCHLAGINHAUFEN propose une méthode basée sur une distribution linéaire des contraintes, ne considérant en outre ces contraintes qu'au niveau des boulons tendus et de la partie comprimée de la platine. De l'égalité des moments statiques, on tire (cf. fig. 30)

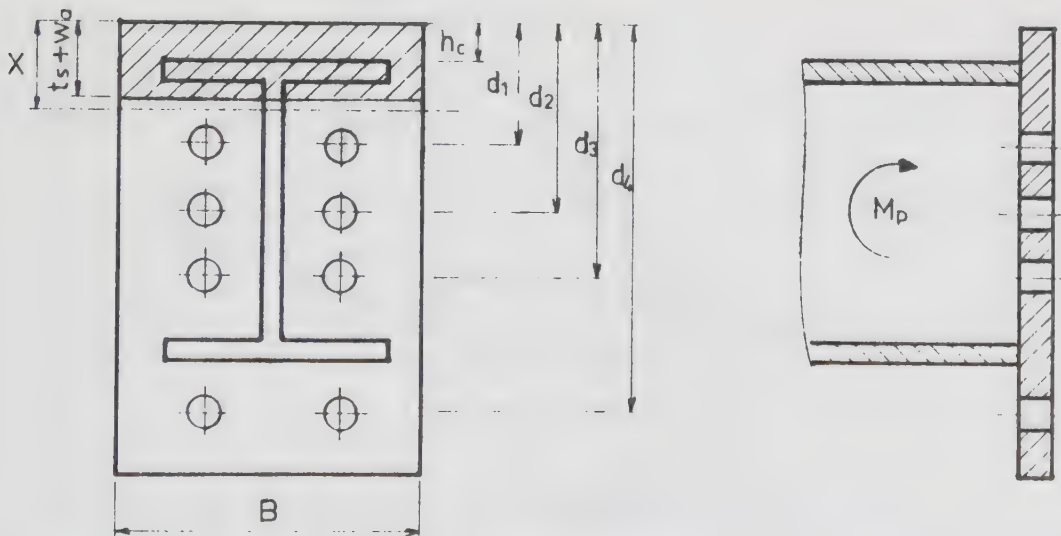


Figure 30

la position de l'axe neutre :

$$x = \frac{A_c h_c + \sum_1 A_i d_i}{A_c + \sum_1 A_i}$$

où : A_c est l'aire de la platine en compression, donnée par la formule

$$\text{empirique : } A_c = B(t_s + w_a) ;$$

A_i la section d'un boulon ;

h_c la distance du centre de gravité de l'aire comprimée de la platine au bord supérieur de la platine ;

d_i la distance d'un boulon au bord supérieur de la platine.

On effectue la vérification du boulon le plus éloigné de l'axe neutre :

$$\frac{M_p}{I} (d_4 - x) \leq 0,8 N_o ,$$

I étant l'inertie de flexion de la platine calculée comme en I-3-2-1-3

b/ DELESQUE base sa méthode de dimensionnement sur une formule empirique :

$$F = 375 T \frac{b}{b'} \cdot \frac{d}{d+b}$$

donnant l'effort limite par boulon (ref. 45) d'une section en T sollicitée au niveau de l'âme et fixée par 4 boulons ; (cf. fig.31.).

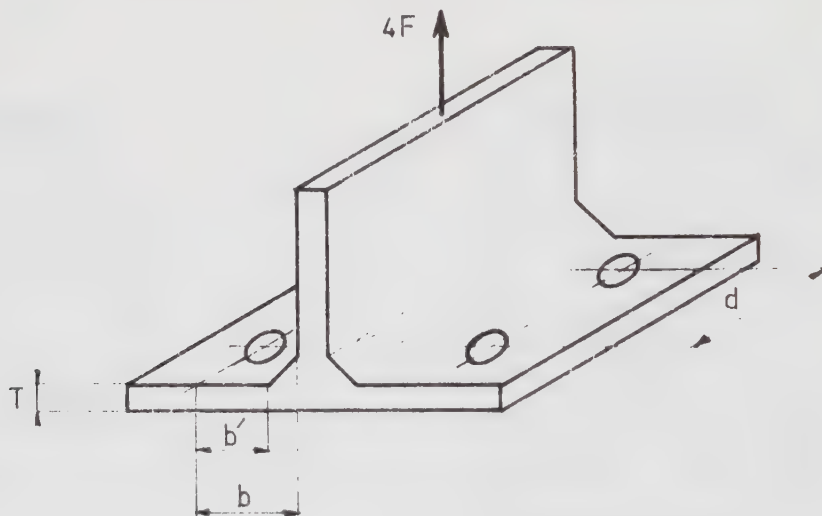


Figure 31

La formule précédente (où F est en daN et T en mm) est appliquée dans 3 domaines de la platine (cf. fig. 32) :

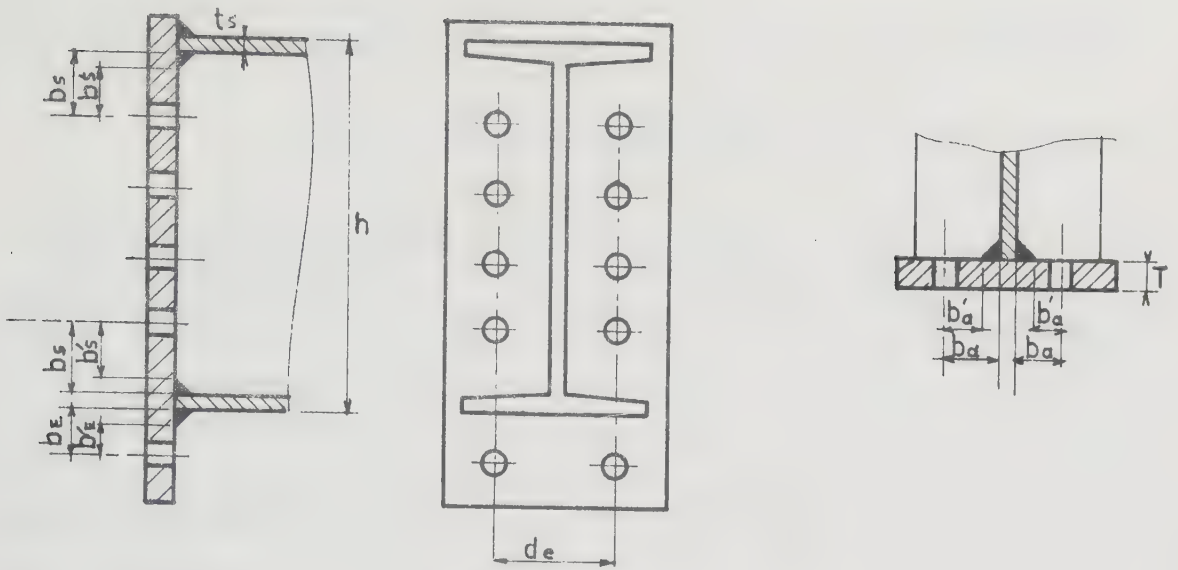


Figure 32

- au niveau des boulons à l'extérieur de la semelle tendue :

$$F = 375 T \frac{b_E}{b'_E} \frac{d_E}{d_E + b_E} ;$$

- au niveau des boulons centraux :

$$F = 375 T \frac{b_a}{b'_a} \frac{d_a}{d_a + b_a} ;$$

- au niveau des boulons intérieurs, on distingue deux cas :

. celui où il existe des boulons extérieurs à la semelle tendue :

$$F = 375 T \left(\frac{b_s}{b'_s} + \frac{b_a}{b'_a} \right) ,$$

en considérant que :

$$\frac{d_E}{d_E + b_s} \approx \frac{d_a}{d_a + b_a} \approx 1 ;$$

. le cas où les boulons extérieurs n'existent pas :

$$F = 375 T \left(\frac{b_s}{2 b'_s} + \frac{b_a}{b'_a} \right) .$$

La méthode de calcul proposée par DELESQUE consiste à opérer dans l'ordre suivant :

1°) On détermine l'épaisseur T de la platine à partir de la formule adéquate donnant F pour un boulon intérieur (qui est le type de boulon

le plus sollicité). On admet pour cela que F est égal à :

$$F = \frac{\alpha M_p}{1,8(h - 2t_s)},$$

le bras de levier de l'effort du boulon par rapport à l'axe de rotation de la platine étant évalué à $0,9 (h - 2t_s)$. α est un coefficient de répartition donné en fonction du nombre n de boulons par file en regard de l'âme :

$$\alpha = \frac{9,2 + n}{8 + 4n} \quad \text{s'il existe des boulons extérieurs ;}$$

$$\alpha = \frac{38 + n}{20 + 10n} \quad \text{s'il n'y a pas de boulons extérieurs.}$$

2°) La valeur de F étant connue, on choisit un diamètre de boulon tel que $F \leq N_o$.

3°) On calcule les efforts dans les boulons centraux et éventuellement les boulons extérieurs par les formules indiquées plus haut.

4°) On vérifie que le moment résultant de tous les efforts de boulons est bien supérieur ou égal à M_p ; sinon, on redimensionne l'assemblage jusqu'à ce qu'il en soit ainsi.

On doit noter, pour terminer, que la méthode empirique de DELESQUE, comme celle conventionnelle de SCHLAGINHAUFEN, conduisent nécessairement à un surdimensionnement des assemblages considérés élastiques.

1-3-2-2 Assemblages de continuité

Les assemblages de continuité sont constitués de couvre-joints au niveau de l'âme d'une part et au niveau des semelles d'autre part. Les sollicitations à ces deux niveaux n'étant pas les mêmes, une analyse de type différent pour chaque couvre-joint sera donc indispensable.

Le principe de résistance de l'assemblage par boulons H.R. présentant une certaine analogie avec celui de l'assemblage par rivets, des méthodes utilisées pour les assemblages rivés pourront être généralisées

pour ceux à boulons H.R., avec toutefois une différence des lois de comportement des moyens d'attache.

I-3-2-2-1 Assemblages excentriques et couvre-joints d'âmes

Il s'agit ici, comme le montre les figures (33) de cas où le groupe des boulons H.R. est sollicité simultanément par un effort tranchant excentré (par rapport au centre de gravité du groupe) et par un couple de torsion. Dans le premier cas a/, on peut toujours réduire (au sens de la Statique) l'effort excentrique en une force égale et un couple appliqués au centre de gravité du groupe de boulons. L'analyse actuellement admise pour le dimensionnement de ce type d'assemblage s'inspire de la théorie élémentaire de la torsion élastique des cylindres à section circulaire. Cette analyse a été adoptée par REILLY (ref.46) en 1870.

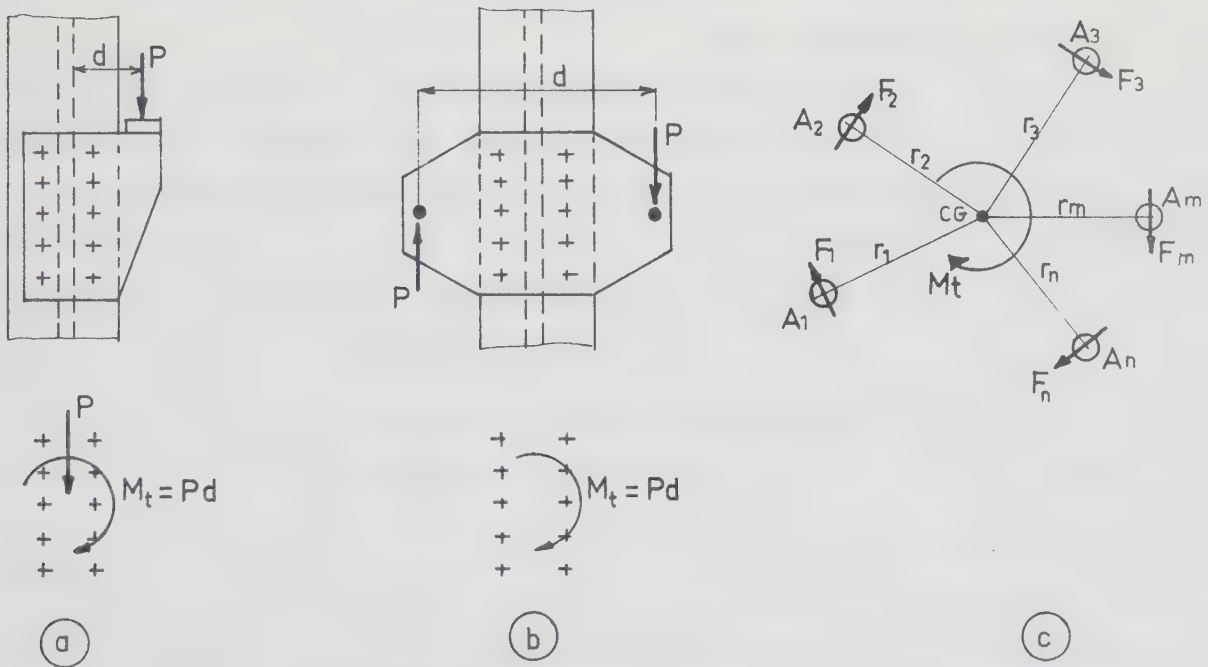


Figure 33

On suppose que la plaque transmettant le couple de torsion M_t aux moyens d'attache tourne autour d'un axe passant par le centre de gravité du groupe des boulons (cf. fig. (33) c). On suppose également que l'effort de

cisaillement qui en résulte dans chacun des boulons est perpendiculaire au rayon vecteur liant ce boulon au centre de gravité du groupe, et que cet effort est proportionnel à la longueur de ce rayon vecteur. La charge P ramenée au centre de gravité du groupe est répartie uniformément entre tous les boulons et vient s'ajouter vectoriellement aux efforts de torsion précédents.

De ces hypothèses, on conclue que le boulon le plus éloigné du centre de rotation sera le boulon le plus sollicité. Il y a lieu de noter que cette analyse relève en fait d'un concept élastique dans la mesure où la plaque considérée comme rigide engendre durant sa rotation des efforts (au niveau des moyens d'attache) proportionnels aux sollicitations extérieures. Mais cette méthode conduit à un facteur de sécurité très élevé ; aussi, dès 1963, les règlements américains A.I.S.C. (ref. (27)) ont proposé une modification de la méthode précédente en réduisant, par une formule empirique, le bras de levier du couple de torsion ; désignant par :

d : le bras de levier réel (en cm) du couple de torsion,

n : le nombre de boulons par colonne,

la formule américaine consiste à prendre pour bras de levier réduit d_r (en cm) :

- pour une seule colonne de boulons :

$$d_r = d - 2,54 \left(\frac{1 + 2n}{4} \right) ;$$

- pour deux colonnes de boulons :

$$d_r = d - 2,54 \left(\frac{1 + n}{4} \right) .$$

Ces formules conduisent à une amélioration d'environ 30 % de la capacité de l'assemblage. HIGGINGS (ref. 47) montra ensuite par des essais à la rupture que le calcul empirique précédent était encore loin de donner une image significative du comportement réel des assemblages excentriques, sans toutefois avancer de propositions nouvelles de calcul. A notre avis, les raisons essentielles des divergences constatées par HIGGINGS proviennent du fait de négliger dans le calcul la résistance au glissement de l'ensemble des boulons et les possibilités d'adaptation plastique de ces mêmes boulons. La première raison nous a conduit à établir au chapitre III un modèle mathématique d'assemblages excentriques dans lequel les boulons

sont sollicités par des efforts de même intensité. Ce modèle se justifie dans la mesure où le calcul conventionnel conduit à une situation de sollicitation maximale pour le boulon le plus éloigné et de sollicitations nécessairement inférieures pour les autres boulons du groupe ; en fait, un glissement de l'assemblage ne peut plus physiquement se produire que si tous les boulons ont atteint la résistance maximale de glissement. Un tel modèle a été intitulé "Analyse à l'état limite". Précisons que la valeur de la résistance maximale conventionnelle des boulons H.R. a été choisie d'après les prescriptions des règlements CM.66 avec l'état des surfaces en contact le plus favorable. Si ce nouveau modèle permet une amélioration dans la prévision de la capacité de charge d'un assemblage excentrique, nous n'avons pas perdu de vue que cette approche ne peut simuler le comportement réel de l'assemblage jusqu'à l'état de ruine, par le simple fait que le fonctionnement des boulons se situe toujours en domaine élastique. On a alors envisagé de faire travailler les boulons H.R. au cisaillement dans le domaine inélastique. Le comportement au cisaillement n'étant pas autorisé par les règlements européens, on a été obligé au préalable d'effectuer une étude complète sur des boulons individuels (cf. chapitre II). On a profité de cette étude pour vérifier certaines prescriptions des règlements sur le comportement des boulons H.R. au glissement ; mais l'objectif premier a été d'obtenir des expressions mathématiques exprimant le comportement au cisaillement des boulons H.R. jusqu'à la rupture, dans le domaine inélastique. A partir de ces résultats, nous avons pu établir un second modèle mathématique, intitulé "Analyse inélastique à la rupture". Ainsi, cette dernière analyse tient compte implicitement d'une redistribution plastique des efforts dans les boulons, le critère de ruine étant défini comme la rupture du boulon le plus sollicité.

Les deux modèles mathématiques proposés (état limite et état inélastique à la rupture) ont nécessité des résolutions itératives sur ordinateur numérique. Les résultats ont été rassemblés sur plusieurs abaques pour les cas les plus courants. Toutefois, afin de simplifier la tâche des ingénieurs des bureaux d'études, on a établi une méthode de calcul simplifiée. Un répertoire des diverses possibilités d'application de ces théories est également mentionné au chapitre III.

I-3-2-2-2 Assemblages concentriques et couvre-joints
de semelles

La figure 34 montre les situations de simple et double recouvrement pour le modèle le plus simple d'assemblage concentrique. Le dimensionnement habituel de ce type d'assemblage consiste à admettre une uniformité de la répartition des efforts sur l'ensemble des moyens d'attache, hypothèse qui implique que les plaques soient rigides.

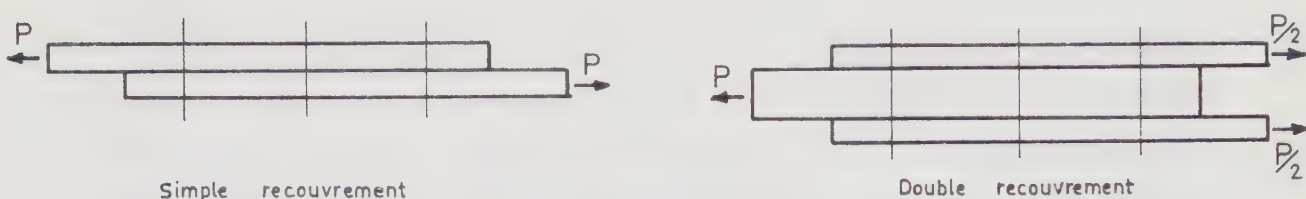


Figure 34

WILSON et THOMAS en 1930 (ref.48) donnèrent des résultats expérimentaux pour le cas idéal d'un assemblage à deux rivets, ces deux rivets étant sollicités au même taux de travail, par raison de symétrie. L'assemblage testé jusqu'à la rupture, montre pour relation entre la contrainte de cisaillement dans les rivets et le déplacement relatif des points a et a' (cf. fig 35.a/), un graphe de la forme indiquée à la figure 35 b/.

DAVIES (ref.49) distingua dans le comportement d'un tel assemblage quatre étapes, à savoir : "une première étape où le frottement statique s'oppose au glissement ; une seconde étape où la charge, supérieure au frottement statique, provoque un glissement qui se poursuit jusqu'à ce que les rivets se mettent en contact avec les bords des trous de rivets ; une troisième étape où les rivets et les plaques se déforment élastiquement et linéairement ; et enfin, une quatrième étape avec plastification des rivets et des plaques : dans cette dernière phase, la ruine peut intervenir par cisaillement des rivets ou par mise en rupture des plaques".

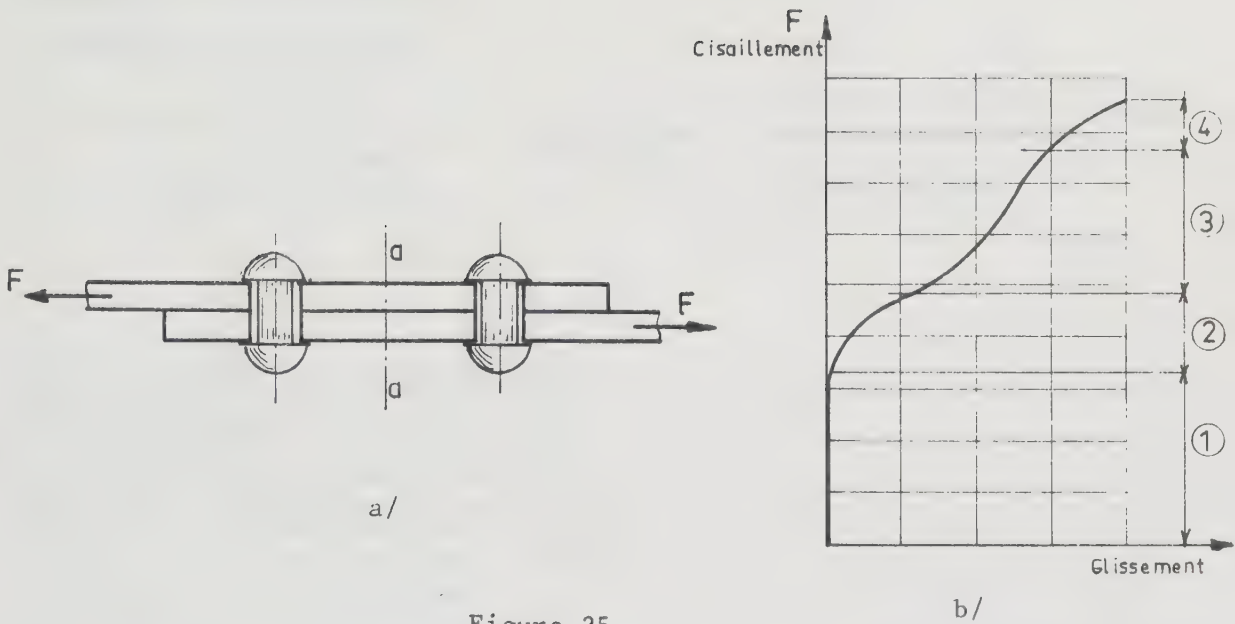


Figure 35

Lorsque l'assemblage est constitué de plus de deux rivets, le problème analytique devient plus complexe. HERINKOFF (ref.50) a abordé ce problème avec les hypothèses suivantes :

- les plaques et les rivets ont un comportement élastique linéaire ;
- il n'y a pas de frottement entre les surfaces de contact ;
- le jeu est supposé nul entre les rivets et leurs trous ;
- la transmission des efforts entre les plaques s'opère dans l'axe d'alignement des rivets ;
- la distribution des contraintes dans les plaques entre deux rivets est uniforme.

On se contentera ci-après de donner le raisonnement de HERINKOFF pour un assemblage à trois rivets, comme celui montré à la figure 36. Par symétrie, il est évident que les rivets A et C encaissent le même efforts R_1 , le rivet du milieu encaissant un effort $(P-2R_1)$ désignant par P l'effort appliqué à l'assemblage. Dans la plaque supérieure, un effort de traction $(P-R_1)$ agit entre les rivets A_1 et B_1 et effort de traction de R_1 entre les rivets B_1 et C_1

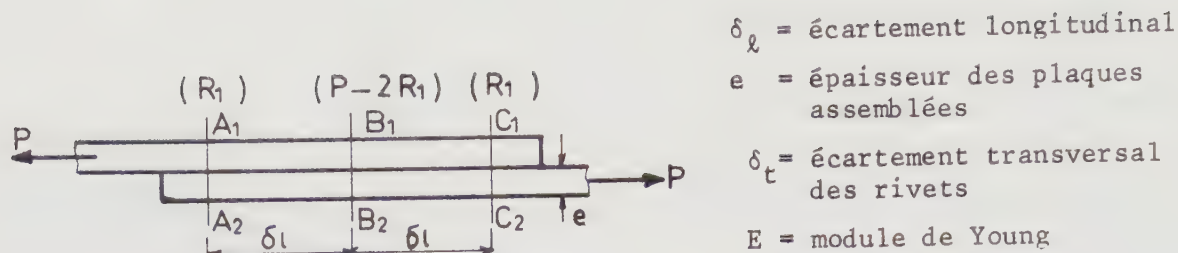


Figure 36

Dans la plaque inférieure, un effort de traction R_1 agit entre A_2 et B_2 et un effort $(P-R_1)$ entre B_2 et C_2 . Sous l'effet de ces différentes sollicitations de traction, les plaques s'allongent. Les portions A_1B_1 et B_2C_2 s'allongent de la quantité $\frac{P-R_1}{e \delta_t E} \delta_l$; les portions B_1C_1 et A_2B_2 de la quantité $\frac{R_1}{e \delta_t E} \delta_l$.

Si l'on imagine que le point C_1 est fixe dans l'espace, les points B_1 et A_1 se déplacent donc vers la gauche par rapport à leurs positions initiales, respectivement des distances $\frac{R_1}{e \delta_t E} \delta_l$ et $\frac{P}{e \delta_t E} \delta_l$.

Si l'on imagine également le point A_2 fixe dans l'espace, les déplacements de B_2 et C_2 vers la droite sont respectivement $\frac{R_1}{e \delta_t E} \delta_l$ et $\frac{P}{e \delta_t E} \delta_l$. Par différence, le déplacement relatif à A_1 par rapport à A_2 serait donc $\frac{P}{e \delta_t E} \delta_l$ vers la gauche, le déplacement de B_1 par rapport à B_2 vers la gauche $\frac{2 R_1}{e \delta_t E} \delta_l$ et celui de C_1 par rapport à C_2 toujours vers la gauche $\frac{P}{e \delta_t E} \delta_l$. En réalité le point A_2 n'est pas fixe : désignant par l'inconnue " x " le déplacement absolu de A_2 vers la gauche, les déplacements relatifs réels au niveau des rivets sont les suivants :

$$\left(\frac{P}{e \delta_t E} \delta_l - x \right) \text{ pour } (A_1/A_2) \text{ et } (C_1/C_2) ; \left(\frac{2 R_1}{e \delta_t E} \delta_l - x \right) \text{ pour } (B_1/B_2).$$

Ces déplacements relatifs correspondent aux déformations de rivets. En supposant une proportionnalité entre ces déformations et les efforts exercés sur les rivets, on obtient donc les équations suivantes :

$$\left(\frac{P}{e \delta_t E} \delta_l - x \right) = k R_1$$

et

$$\left(\frac{2 R_1}{e \delta_t E} \delta_l - x \right) = k(P - 2 R_1)$$

La résolution de ce système en x et R_1 donne pour l'effort agissant sur les rivets A et C :

$$R_1 = \frac{e \delta_t E k + \delta_l}{3 e \delta_t E k + 2 \delta_l} P = C_1 P$$

pour le rivet en B, on trouve :

$$R_2 = \frac{e \delta_t E k}{3 e \delta_t E k + 2 \delta_l} P = C_2 P.$$

Avec un raisonnement identique, HERINKOFF étudia des assemblages comportant jusqu'à six rivets, aboutissant ainsi à une répartition théorique des efforts au niveau des différents rivets.

Pour appliquer une telle analyse, il y a lieu de connaître la valeur du coefficient "k" ; en l'absence de données expérimentales, HERINKOFF se contenta d'un calcul approximatif de "k". Pour cela il considère le rivet comme une poutre encastrée aux deux extrémités, sur laquelle s'applique une charge répartie équivalente aux efforts de contact entre trous et rivets. Il donne deux expressions :

$$k = \frac{1}{7315} d$$

$$k = \frac{1}{10.850 d \tanh (2.3 \frac{t}{d})}$$

$t =$ épaisseur d'une des plaques d'un simple recouvrement

(t et d en inch ; k en inch/kips).

La deuxième expression peut être utilisée pour des épaisseurs inférieures ou égales à 12,5 mm car elle a été obtenue en négligeant l'effet de l'effort tranchant dans la déformation du rivet, déformation essentiellement de flexion. Par contre, la première équation peut être utilisée pour des épaisseurs supérieures à 12,5 mm. Il faut noter que ces expressions ne sont valables que pour un diamètre de rivet de 22 mm.

L'intérêt principal de cette étude d'HERINKOFF est d'avoir montré depuis longtemps que l'analyse conventionnelle avec des plaques considérées comme rigides conduit à des résultats erronés, déjà dans le domaine élastique : par exemple, les rivets d'extrémités peuvent être sollicités à des efforts dépassant parfois 100 % des valeurs admissibles. De plus, la distribution des efforts sur les différents rivets n'est pas uniforme, les rivets des extrémités reprenant une grande majorité de la charge.

Les résultats rappelés ici ne sont plus toutefois d'un grand intérêt dans la mesure où l'assemblage par rivure tend aujourd'hui à être abandonné.

C'est vers 1950 aux U.S.A. que les boulons H.R. ont été fabriqués pour les constructions métalliques du Génie-Civil où ils ont rapidement pris une grande expansion, puis quelques années plus tard en Europe. Les premiers assemblages à boulons H.R. n'ont été autorisés à travailler que par frottement, et plusieurs recherches (ref (51) (52) (53) (54) (55) et (56)) ont eu pour but la détermination du coefficient de frottement en fonction de l'état des surfaces en contact, les méthodes de serrage des boulons et leur contrôle. Les résultats de ces études sont d'ailleurs à la base des différents règlements existant en France et à l'étranger.

C'est à l'Université de LEHIGH que les premiers essais de couvre-joints par boulons H.R. jusqu'à la rupture ont été entrepris par FOREMAN et RUMPF (ref. (57)), avec pour but d'étudier le comportement réel sous traction statique de l'assemblage ; les résultats obtenus confirmèrent que les boulons H.R. pouvaient être efficaces pour un travail au cisaillement, mais aucune méthode n'en fut tirée pour prévoir de manière précise la capacité ultime de l'assemblage (dont la connaissance aurait permis un gain éventuel sur le nombre de boulons). RUMPF (ref. 58) poursuivit d'autres essais avec des assemblages plus longs et observa que les boulons de l'assemblage ne travaillaient pas à leur taux maximal. Des études (ref. (59), (60), (61)) sur le comportement individuel des boulons à la fois à la traction et au cisaillement ont permis également d'améliorer les connaissances sur l'utilisation des boulons H.R. pour les assemblages soumis à des sollicitations composées.

En France, les boulons H.R. ne sont encore autorisés qu'à travailler au glissement d'après le règlement C.M. 66 de la Construction Métallique. Deux types de boulons H.R. intitulés 8.8. et 10.9 sont principalement utilisés. Au chapitre IV, reprenant l'idée de HERINKOFF pour les assemblages à boulons H.R., nous avons établi un modèle mathématique complet pour les cas de simple et double recouvrement satisfaisant à la fois à des conditions d'équilibre en efforts et à des conditions de compatibilité en déformations. Ce modèle conçoit le travail des assemblages aussi bien dans le domaine élastique que plastique, et ceci

jusqu'à la rupture. Une étude expérimentale spécifique au comportement élasto-plastique des plaques de couvre-joints seules a été nécessaire au préalable. Le modèle proposé n'étant pas limité par le nombre de boulons, la résolution théorique a été effectuée sur calculateur numérique à l'aide d'un programme traitant tous les cas possibles d'assemblages concentriques et facilitant la recherche d'un dimensionnement optimal de ces assemblages. Dans le même chapitre, il est proposé des procédures de calcul simplifié déduites des résultats théoriques, ces derniers ayant fait l'objet d'ailleurs de vérifications expérimentales.

1-3-2-2-3 Assemblages de continuité (couvre-joints d'âme et de semelles rassemblés)

L'étude des assemblages excentriques étant développée au chapitre III et celle des assemblages concentriques au chapitre IV, le regroupement des deux analyses peut servir au dimensionnement des assemblages de continuité de poutres de plancher, de traverses ou de poteaux de portique. Au chapitre V en se basant sur les concepts plastiques avancés aux chapitres antérieurs, on s'est efforcé de vérifier si la capacité de rotation des assemblages recommandés était bien suffisante pour la formation d'un mécanisme de ruine.

CHAPITRE II

COMPOTEMENT D'UN BOULON A HAUTE RESISTANCE SOLLICITE PERPENDICULAIREMENT A SON AXE

INTRODUCTION

On a vu antérieurement les conceptions d'assemblages pour lesquelles les boulons sont sollicités perpendiculairement à leurs axes. Ce chapitre porte sur le comportement individuel de tels boulons dans les deux phases suivantes :

a) contribution à la résistance au glissement d'un boulon précontraint par couple de torsion, aspect fondamental dans la conception actuelle de la réalisation des assemblages ;

b) comportement global au cisaillement d'un boulon au delà de la phase de glissement et jusqu'à la rupture, le boulon étant placé dans les mêmes conditions que dans le couvre-joint. Comme on le verra par la suite, dans la mesure où l'on admet une résistance par cisaillement jusqu'à la rupture, la mise en précontrainte des boulons par clés à chocs ou dynamométriques et la préparation des surfaces en contact cessent d'être des paramètres rigoureux comme en domaine élastique.

II-1 GENERALITES

II-1-1 Forme générale des boulons :

Les boulons à haute résistance utilisés dans ce travail sont constitués :

- d'une vis à haute résistance à tête hexagonale ;
- d'un écrou hexagonal à haute résistance ;
- de deux rondelles traitées qui viennent s'interposer entre l'ensemble des pièces à assembler d'une part, et la tête de la vis et l'écrou d'autre part.

II- 1-2 Terminologie et caractéristiques mécaniques

- Les vis à haute résistance en France se répartissent en deux classes de caractéristiques d'acier différentes : l'une 8.8 et l'autre 10.9. Le premier chiffre du symbole numérique correspond sensiblement au $1/10^{\text{ème}}$ de la résistance minimale à la traction exprimée en daN/mm^2 . Le deuxième chiffre indique en pourcentage, le $1/10^{\text{ème}}$ du rapport entre les limites minimales (garanties par le fabricant) d'élasticité et de rupture en traction des vis ; ces limites sont données au tableau 2.1 (limites d'élasticité par exemple égales à 64 daN/mm^2 et 90 daN/mm^2).

- Les écrous à haute résistance se répartissent en deux classes, l'une de 8 et l'autre de 10. Les écrous de la classe 8 doivent être uniquement utilisés avec les vis de la classe 8.8 et ceux de la classe 10 uniquement avec les vis de la classe 10.9.

- Les rondelles sont identiques pour les deux classes de vis et les deux classes d'écrous ;

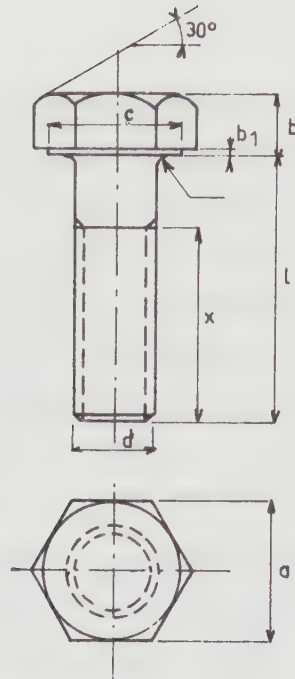
	Vis	
	8.8	10.9
Résistance à la mini rupture en daN/mm^2 σ_r maxi	80 105	100 125
Limite d'élasticité à 0,1 % en daN/mm^2 σ_e mini	64	90
Allongement après rupture en % A% mini	12	8
σ_r / σ_e mini	1.25	1.11

Tableau 2.1

II- 1-3 Caractéristiques géométriques

II- 1-3- 1 vis

Les dimensions des vis à haute résistance à tête hexagonale sont données dans les tableaux qui suivent :



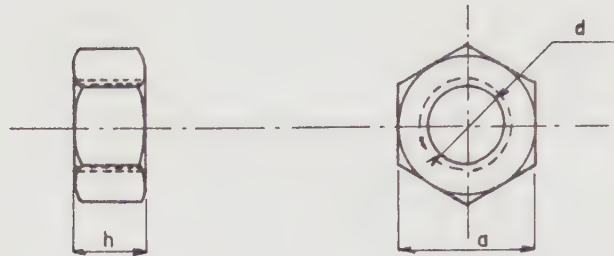
Dimensions des vis en mm

Classe de qualité	d	p	a	b	c	b_1 <i>min</i>	b_2 <i>max</i>	r
8.8	12	1,75	19	8	18	0,2	0,5	1,2
	14	2,00	22	9	21	0,4	0,8	1,2
	16	2,00	24	10	23	0,4	0,8	1,5
	18	2,50	27	12	26	0,4	0,8	1,6
	20	2,50	30	13	29	0,4	0,8	1,6
	22	2,50	32	14	31	0,4	0,8	2,0
	24	3,00	36	15	35	0,4	0,8	2,0
	27	3,00	41	17	40	0,5	1,0	2,5
	30	3,50	46	19	45	0,5	1,0	2,5
10.9	12	1,75	22	8	21	0,2	0,5	1,2
	14	2,00	24	9	23	0,4	0,8	1,2
	16	2,00	27	10	26	0,4	0,8	1,5
	18	2,50	30	12	29	0,4	0,8	1,6
	20	2,50	32	13	31	0,4	0,8	1,6
	22	2,50	36	14	35	0,4	0,8	2,0
	24	3,00	41	15	40	0,4	0,8	2,0
	27	3,00	46	17	45	0,5	1,0	2,5
	30	3,50	50	19	49	0,5	1,0	2,5

tableau 2.2.

II-1-3-2 Ecrous

Les dimensions des écrous sont données dans le
tableau 2.5



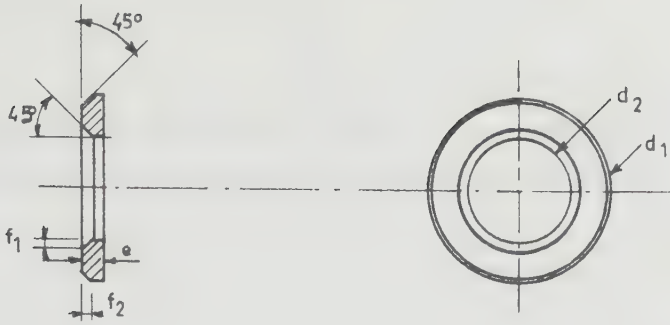
Classe de qualité	d	p	a	h	h/d	np
8.8	12	1,75	19	10	0,833	5,71
	14	2,00	22	11	0,786	5,50
	16	2,00	24	13	0,810	6,50
	18	2,50	27	15	0,834	6,00
	20	2,50	30	16	0,800	6,40
	22	2,50	32	18	0,818	7,20
	24	3,00	36	19	0,793	6,33
	27	3,00	41	22	0,815	7,33
10.9	30	3,00	46	24	0,800	6,85
	12	1,75	22	11	0,960	6,28
	14	2,00	24	13	0,929	6,50
	16	2,00	27	15	0,938	7,50
	18	2,50	30	16	0,889	6,40
	20	2,50	32	18	0,900	7,20
	22	2,50	36	19	0,863	7,60
	24	3,00	41	22	0,915	7,34
	27	3,00	46	24	0,889	8,00
	30	3,50	50	26	0,867	7,43

Tableau 2.5.

II-1-3-3 Rondelles

Les dimensions des rondelles sont données dans le
tableau 2.6.

Tableau 2.6. Dimensions des rondelles en mm



Diamètre "d" de la vis	d_2	d_1	e	δ_1	δ_2
12	24	13	3	1,6	1,0
14	27	15	3	1,6	1,0
16	30	17	4	1,6	1,0
18	34	19	4	1,6	1,0
20	37	21	4	1,6	1,0
22	40	23	4	2,0	1,0
24	44	25	4	2,0	1,0
27	50	28	5	2,0	1,0
30	56	31	5	2,0	1,0

II-2 COMPORTEMENT AU GLISSEMENT

II-2-1 Principe de fonctionnement

Dans les assemblages à boulons à haute résistance, les efforts transversaux sont repris par frottement des pièces maintenues en contact grâce à un serrage suffisant. D'après la loi de Coulomb du frottement statique, la valeur de l'effort maximal de frottement est égale au produit de l'effort normal par le coefficient de frottement, ce dernier étant fonction de l'état de surface.

Soit :

R_{ad} = résistance admissible d'un boulon au glissement (en intégrant un coefficient de sécurité) ;

N_o = effort de précontrainte dans le boulon ;

σ_e = limite élastique de l'acier du boulon ;

A_r = section résistante du boulon ;

ψ = coefficient de frottement des surfaces en contact

ν = coefficient de sécurité (par rapport au glissement).

De la figure (37) et par simple application de la loi de Coulomb, on obtient :

$$R_{ad} = \frac{\psi N_o}{\nu} \quad \dots (2.1)$$

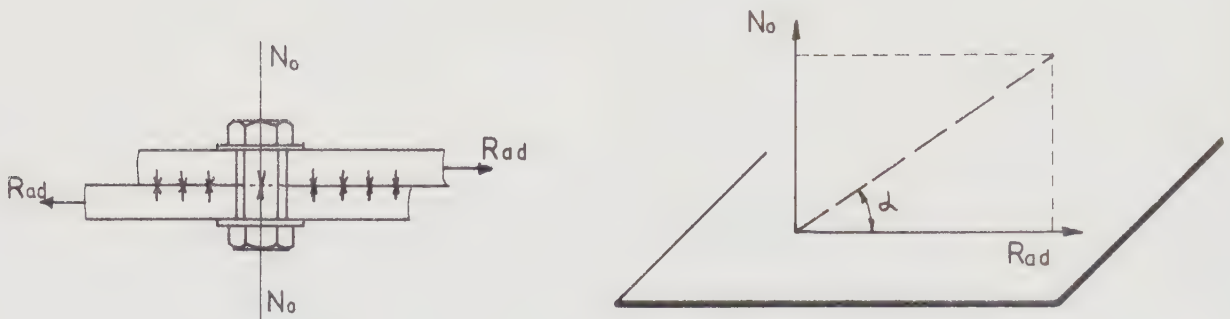


Figure 37

L'intensité de l'effort de précontrainte N_o (obtenu par couple de serrage) appliqué au boulon, est une affaire de règlements ; ainsi les règlements C.M. 66 imposent :

$$N_o = 0.8 \cdot \sigma_e \cdot A_r \quad \dots (2.2)$$

Quant au coefficient de frottement, on adopte une valeur différente selon l'état des surfaces en contact. Si une préparation convenable est effectuée par grenaillage, sablage ou décapage au chalumeau, on peut prendre pour l'acier doux :

$$\psi = 0,45 \text{ .}$$

Si la préparation est faite par l'intermédiaire d'un simple brossage, il sera prudent d'admettre :

$$\psi = 0,30 \text{ .}$$

Notons que l'effort de résistance admissible ainsi défini ne tient nullement compte d'une réserve de résistance pouvant provenir d'une mise en contact des boulons avec le bord des trous. Ce concept semble toutefois susceptible d'évolution dans les années qui viennent.

L'application immédiate des relations (2.1) et (2.2), en choisissant pour ν une valeur de 1,25 et pour ψ une valeur de 0,45

donne au tableau (2.7) les résistances admissibles en simple et double cisaillement pour divers diamètres de boulons.

ϕ (mm)	N_o K daN	R_{ad} simple cisail. (K daN)	R_{ad} double cisail. (K daN)
14	5,888	2,119	4,238
20	12,544	4,515	9,030
22	15,513	5,584	11,168

Tableau 2.7

Quant au couple de serrage C nécessaire pour produire une précontrainte N_o désirée, l'expérience montre (ce qui est intuitif en domaine élastique) qu'il est proportionnel approximativement au produit de la précontrainte et du diamètre du boulon :

$$C = K N_o d \quad \dots (2.3)$$

C = couple de serrage exercé ;

d = diamètre de la tige lisse du boulon ;

K = coefficient de proportionnalité.

La valeur de K utilisée dans la relation précédente est prise égale à 0,18 dans les directives de la C.E.C.M. Nous avons entrepris quelques essais extensométriques pour vérifier et justifier cette valeur de K , ainsi que pour étudier l'influence éventuelle de certains paramètres secondaires pouvant intervenir lors de la mise en précontrainte ou postérieurement à celle ci : un fluage de l'acier du boulon, une flexion parasite (par défaut de centrage, par application de la clé...), une application répétée de cycles de serrage et de desserrage ; l'influence du rapport de la longueur lisse du boulon à sa longueur filetée a été également examinée.

II-2-2 Dispositifs expérimentaux

Les boulons 8.8 qui ont été étudiés avaient les caractéristiques suivantes : diamètre 20 mm, longueur totale 100 mm, longueur de la partie lisse 54 mm. Des jauges électriques et des rosettes ont été collées sur la partie lisse des boulons. Les jauges simples et les rosettes, de référence (EA 06 125 BT 120) et (EA 06 125 RA 120) avaient respectivement pour facteur 2,11 et 2,075. En vue du collage des jauges, on a préparé les surfaces par un usinage artificiel et tracé des génératrices diamétralement opposées servant de repères pour un positionnement correct des jauges. La photographie de la figure 38 montre les positions des différentes jauges avec leurs fils de liaison. Un pont "Philips" de 20 voies a servi pour la mesure des différentes déformations.

Le couple de serrage a été contrôlé à l'aide d'une clé dynamométrique et un montage mécanique a été conçu pour en faciliter l'application. Les détails de ce montage sont les suivants (cf. fig. 39) :

Un bloc rectangulaire en acier E 24 a été percé d'un trou de 22 mm ; la différence entre le diamètre du trou et celui du boulon ($d = 20$ mm) a permis le passage des fils des jauges. Pour éviter l'écrasement des fils par la rondelle du boulon, une rainure d'un centimètre de hauteur et d'un centimètre de côté, a permis le branchement de ces fils au pont "Philips". Lors de l'application du couple de serrage, la tête du boulon a été bloquée en rotation à l'aide de deux pièces adéquates soudées au bloc rectangulaire.

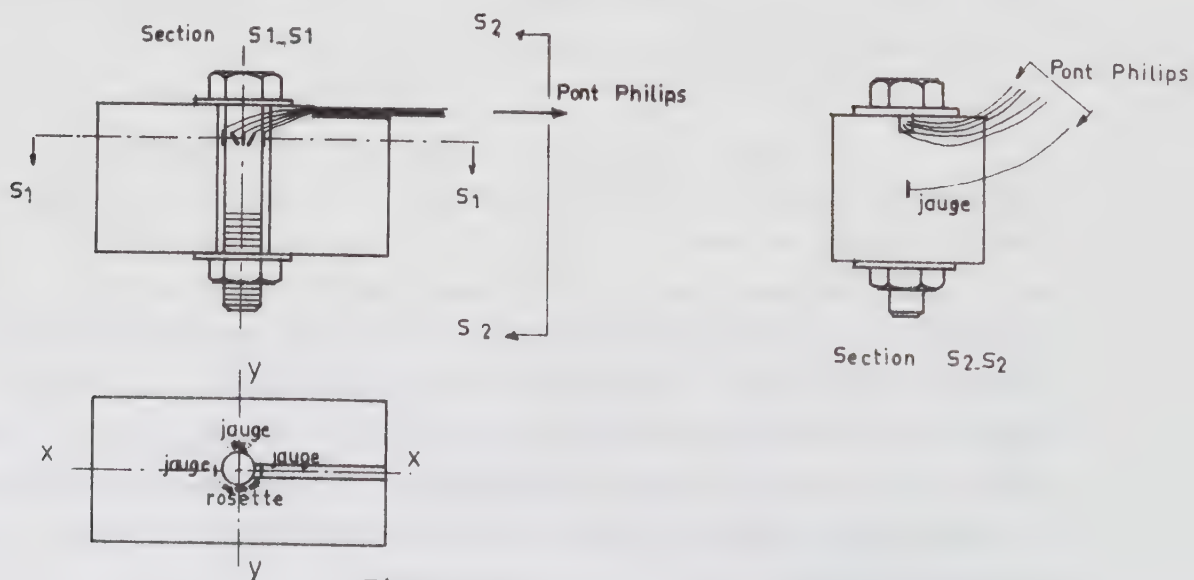


Figure 39



Photographie 38

L'ensemble du modèle a été tenu dans un étau (cf. photographie fig. 40). Une phase de manipulation est montrée à la photographie de la figure 41.

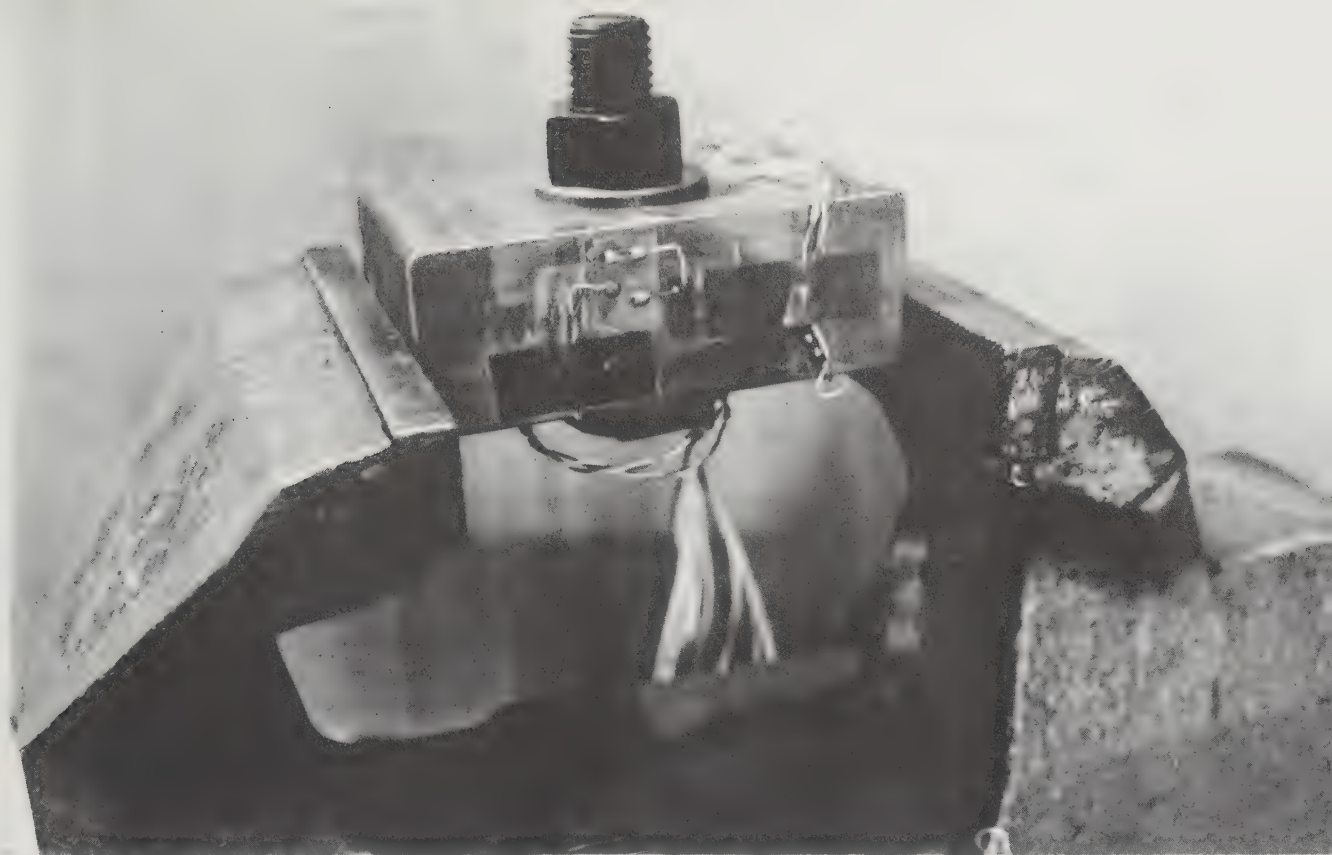
II-2-3 Relation entre couple de serrage et l'effort de précontrainte

Le dispositif expérimental précédent a facilité l'application progressive du couple de serrage jusqu'à la valeur règlementaire. L'enregistrement des déformations extensométriques a permis la détermination de l'effort de précontrainte en cours d'essai. Il est donné en annexe (I) un rappel classique des formules d'Elasticité linéaire permettant de déterminer, à partir des mesures extensométriques, l'effort de précontrainte N_0 dans le boulon ainsi que les valeurs éventuelles d'effort de flexion parasites. Le couple de serrage C a été également mesuré par extensométrie, tel qu'il s'applique directement sur le boulon. Les résultats sont les suivants :

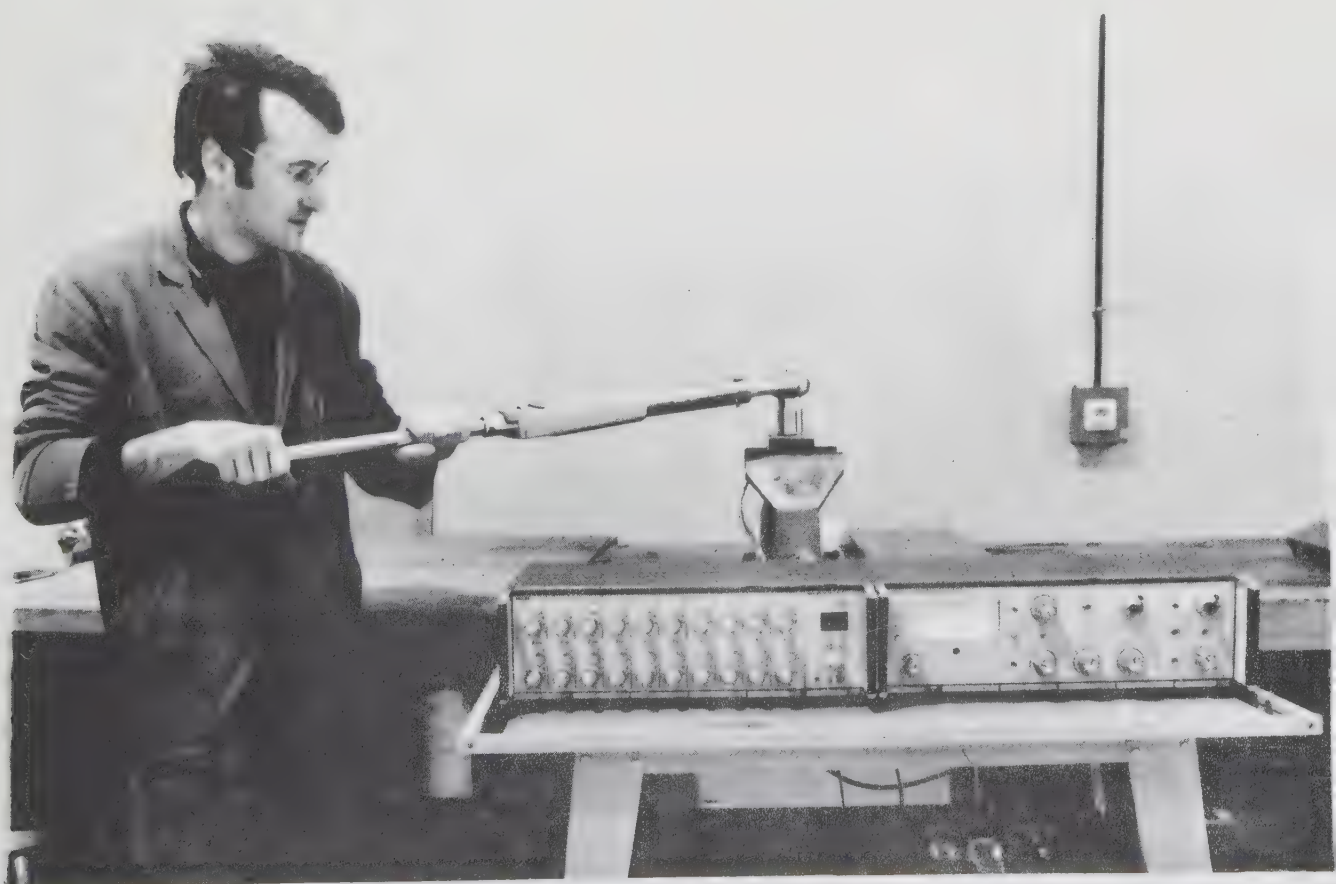
C daN.m	10,00	14,00	25,00	31,40	38,40	46,00	50,30
σ_t daN/mm ²	4,46	13,16	22,70	30,47	39,00	46,10	48,10
N_0 K.daN	1,40	4,13	7,12	9,56	12,24	14,4	15,10
σ_{fx} daN/mm ²	8,10	5,20	4,55	2,75	2,99	2,55	2,20
σ_{fy} daN/mm ²	10,90	9,90	9,25	8,70	7,60	4,30	2,50

(σ_t est la contrainte de traction suivant les génératrices du boulon ; σ_{fx} et σ_{fy} les contraintes de flexion selon deux diamètres perpendiculaires xx et yy).

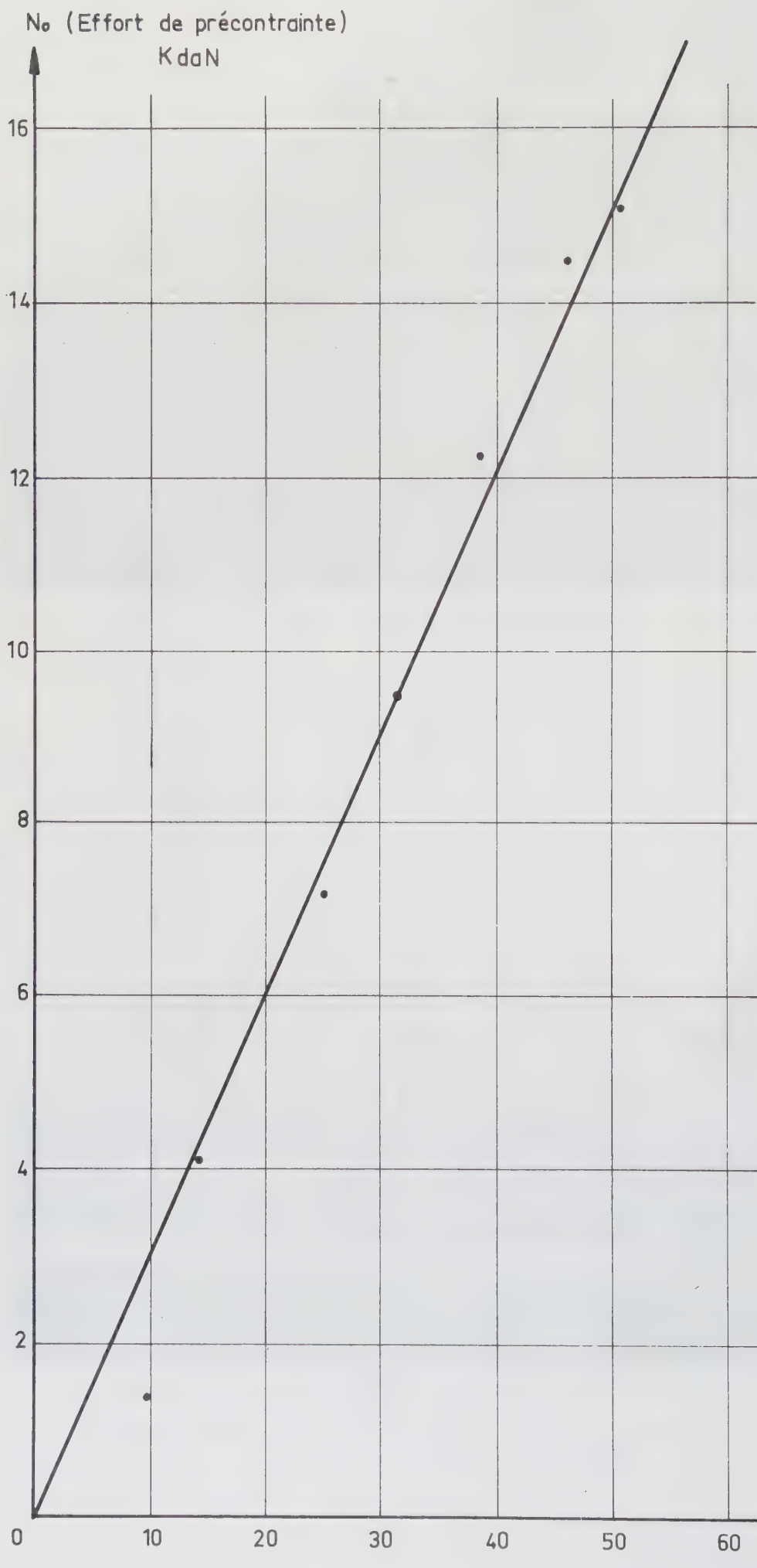
Le graphe des résultats liant le couple de serrage C à l'effort de précontrainte N_0 est manifestement une droite passant par l'origine ce qui justifie le caractère linéaire de la relation (2.3) - cf. fig. 42 La valeur du coefficient "K" a été trouvée égale à 0,17, ce qui constitue un faible écart avec la valeur $K = 0,18$ recommandée par la Convention



Photographie 40



Photographie 41



$K = 0,17$

Fig : 42

Européenne de la Construction Métallique. Il est connu que ce coefficient "K" peut être influencé par le graissage du boulon ; dans nos essais, le boulon testé n'a subi aucun traitement particulier de graissage : le boulon a été pris dans l'état livré par le fabricant.

II-2-4 Effets de paramètres secondaires sur la valeur de l'effort de précontrainte.

a/ Fluage :

On a étudié l'évolution dans le temps de l'effort de précontrainte introduit par application d'un couple de serrage. Le dispositif expérimental est resté le même et l'on a conservé pour cette étude les boulons de diamètre 20 mm et de longueur totale 100 mm (la longueur de partie filetée étant égale à 46mm).

L'effort de précontrainte pris comme référence a été celui atteint juste après le serrage effectué d'après les prescriptions des règlements. La figure 43 montre une perte de précontrainte de 2 % une heure après le serrage, de 3 % après 16 heures et 24 heures, et finalement de 5 % au maximum après 2 semaines.

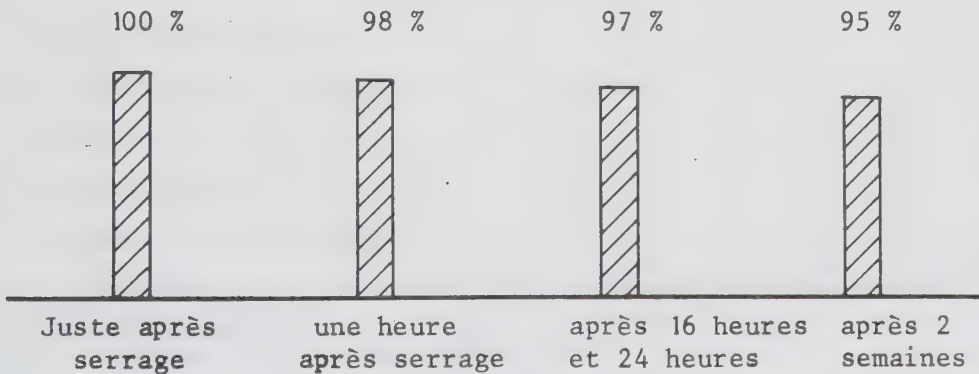


Figure 43

On peut imputer cette perte de précontrainte à l'adaptation du métal constituant le boulon et à celle du métal (de la pièce assemblée) situé sous la rondelle.

b/ Effort de la flexion :

Lorsqu'on détermine la valeur de l'effort de précontrainte, on néglige généralement l'effet de flexion. On a cherché à

savoir dans quelle mesure l'influence de ce dernier paramètre était négligeable sur la valeur de l'effort de précontrainte. Le dispositif expérimental précédent a permis de comparer la contrainte normale (liée à la précontrainte) et celle due à la flexion, tout au long de l'application du couple de serrage. Il a été relevé une contrainte de flexion de valeur très importante au début du serrage de l'ordre du double de la contrainte normale ; mais cette contrainte de flexion diminue en cours de serrage et ne dépasse guère 5 % de la contrainte normale à la fin du serrage. A ce stade, on peut considérer que le couple de serrage se transforme dans sa totalité en un effort de précontrainte normal.

La flexion remarquée au cours de serrage peut provenir des causes suivantes :

- 1 - le mode de serrage fait à la main (effet de levier avec la clé dynamométrique) ;
- 2 - un défaut de planéité des surfaces en contact ;
- 3 - la normalité imparfaite de l'axe du boulon avec la face d'assise.

c/ Cycles de serrage et de déserrage :

Des cycles de serrage et de déserrage ont été appliqués à un boulon de diamètre 20 mm. Un gain de 7 % sur la valeur de précontrainte a été remarqué après le premier serrage ; ce gain est tombé à 4 % au second cycle, à 1 % au troisième. Avant la fin du quatrième serrage, on a observé la rupture du boulon dans sa partie filetée. Ce fait est en bonne concordance avec la recommandation de ne jamais effectuer qu'un seul serrage de boulon H.R.

d/ Rapport de la longueur lisse à la longueur filetée de la vis :

On a comparé 3 boulons de diamètre 20 mm, de longueur filetée 46 mm et de longueur lisse variable : 54 mm, 64 mm et 74 mm. La valeur de l'effort de précontrainte n'a quasiment pas été modifiée par ce paramètre géométrique.

II-3 COMPORTEMENT DES BOULONS AU CISAILLEMENT

Lorsque les sollicitations d'un assemblage sont suffisamment élevées, la résistance au frottement est dépassée et un glissement s'amorce ; les vis des boulons viennent en contact des bords des trous,

la transmission des efforts s'effectuant alors par cisaillement. C'est précisément dans ce mode de comportement que se situe l'étude expérimentale suivante qui a montré l'existence d'une marge de sécurité appréciable entre le taux de travail au glissement et le taux à la rupture.

II-3-1 Dispositions expérimentales

Trois diamètres de boulons H.R. 8.8 ont été considérés 14, 20 et 22 mm. Selon que l'étude porte sur le simple ou le double cisaillement, le boulon assemble par précontrainte deux ou trois plaques élémentaires (cf. photographie figure 44), en acier XD 38 et de dimensions suffisantes pour être quasi indéformables. Les surfaces des plaques en contact ont été traitées uniquement par brossage de manière à ne pas situer l'étude dans des conditions de réalisation trop favorables. Une tolérance de 2 mm pour le perçage des trous a été respectée. De plus, il a été fait en sorte que les plans de cisaillement se situent toujours dans la partie non filetée des boulons (cf. photographie figure 45). Les couples de serrage réglementaires, nécessaires à la précontrainte, ont été appliqués à tous les boulons étudiés à l'aide de la même clé dynamométrique, grâce à un jeu adéquat de douilles.

Les essais ont été réalisés sur une presse "Mohr et Federaf" de 60 tonnes, un comparateur précis de 0,01 mm permettant la mesure d'un déplacement (cf. photographie figure 46). Ce déplacement résulte en grande partie du cisaillement et de la flexion du boulon, éventuellement de l'ovalisation des trous dans les plaques (cf. photographie figure 47). Un deuxième comparateur, concernant uniquement le jeu du plateau supérieur, permet d'éliminer l'erreur de nature mécanique qui pourrait éventuellement être introduite dans les mesures relatives au boulon.

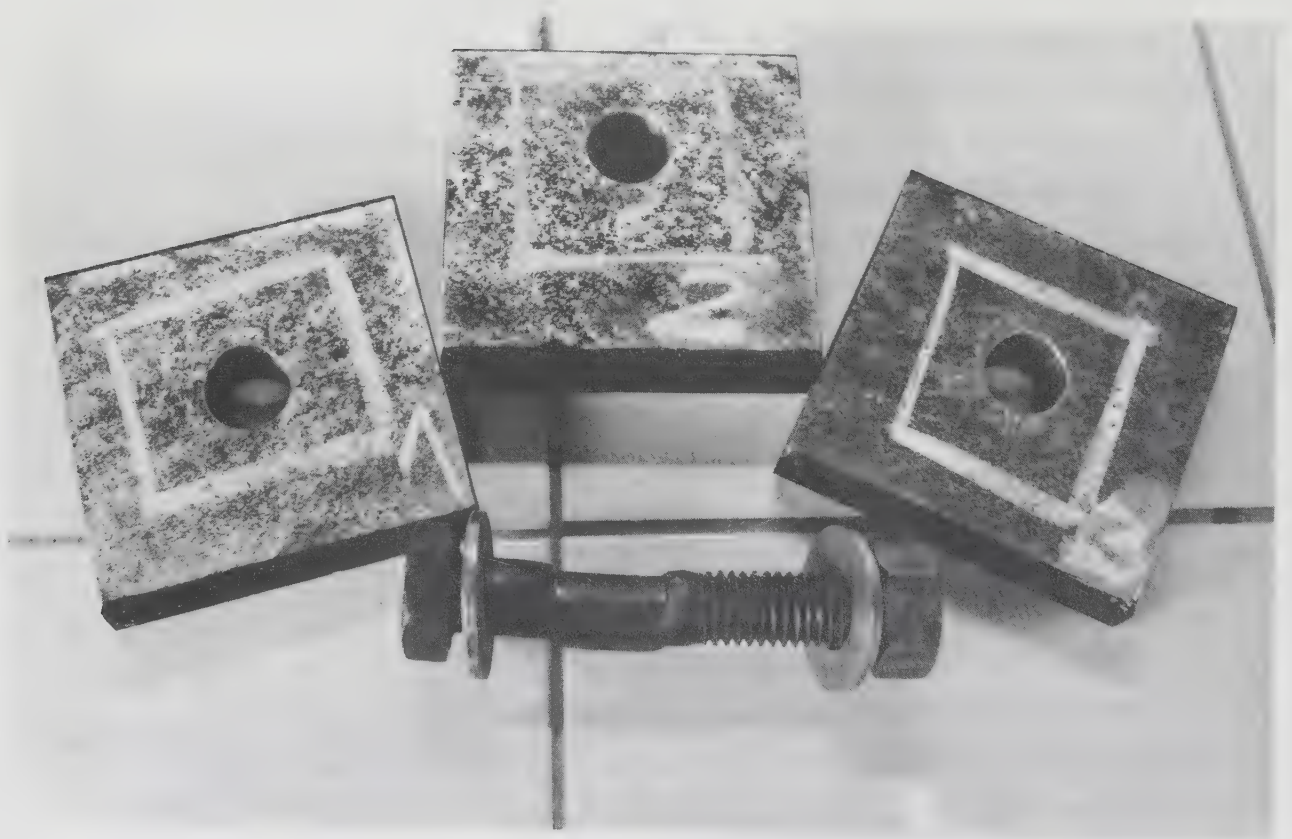
Au cours des nombreux essais réalisés, on a pu vérifier que les résultats numériques donnés ci-après, n'étaient affectés en aucune façon par les facteurs suivants : vitesse de mise en charge, de la presse, longueur des boulons, préparation des surfaces en contact.

II-3-2 Résultats

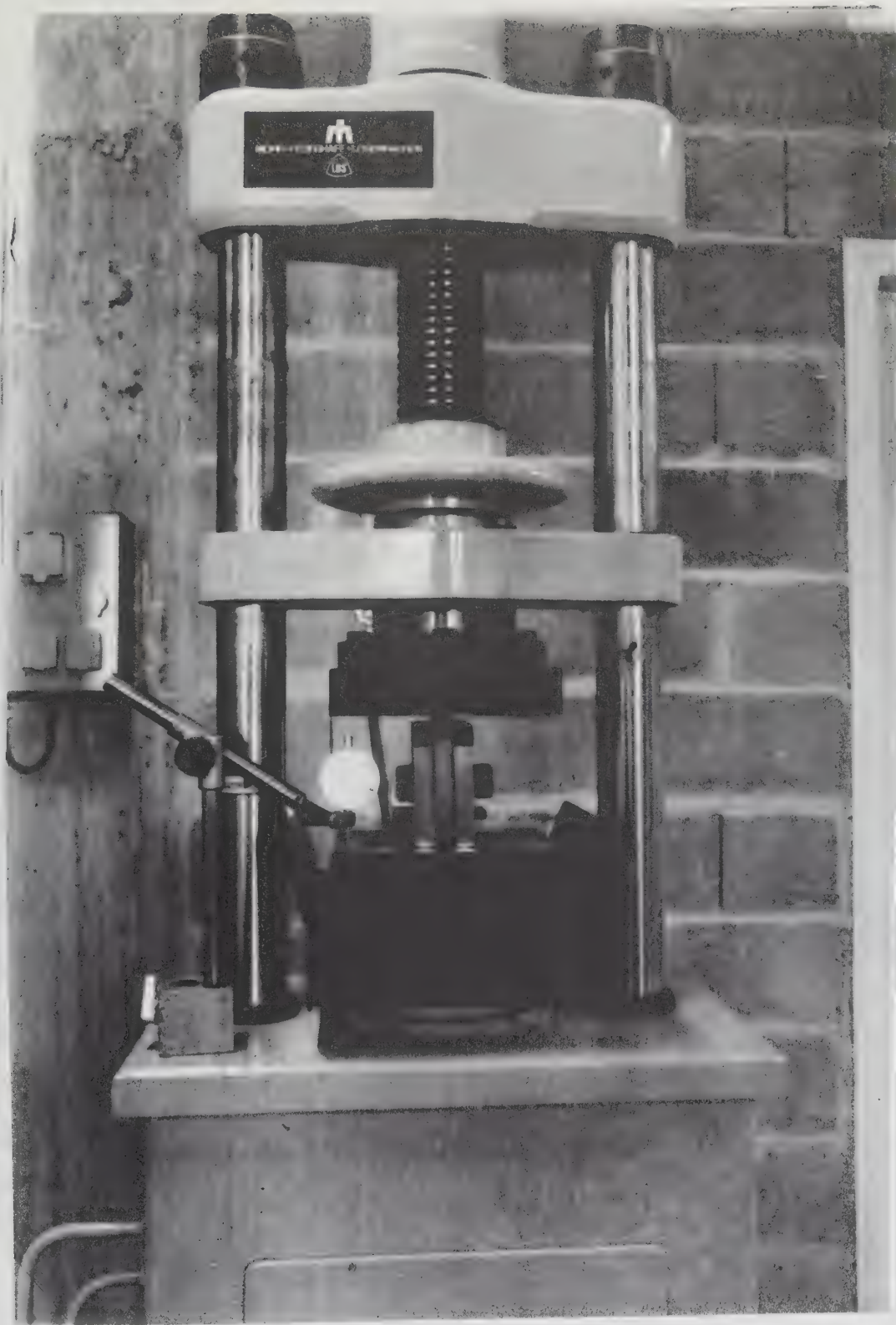
A partir de nombreuses mesures expérimentales des efforts et des déformations correspondantes à divers stades de chargement, il a été possible de rassembler les résultats sous forme non dimensionnelle



Photographie 44



Photographie 45



Photographie 46



Photographie 47

pour les divers diamètres de $\phi = 14, 20, 22 \text{ mm}$

$$\Delta = f(R) \quad \dots(2.4)$$

où $\Delta = \Delta_i / \Delta_{\max}$ et $R = R_i / R_{\max}$.

Δ_i et $\Delta_{\max}$ représentent les déformations transversales du boulon respectivement à un état de chargement quelconque (i) et à l'état de rupture ; R_i et $R_{\max}$ les efforts correspondants.

La fonction f de la relation (2.4) a été déterminée par lissage de 5 à 6 essais dans chaque cas étudié.

Une première tentative a consisté à adopter pour f une expression parabolique du type :

$$\Delta = a_0 + a_1 R + a_2 R^2 \quad \dots(2.5)$$

où a_0, a_1, a_2 sont des constantes caractéristiques du type de boulon utilisé.

La courbe parabolique devant passer par l'origine, on a nécessairement ($a_0 = 0$) ; la courbe devant passer par le point limite (1, 1), on a également :

$$a_1 + a_2 = 1 \quad \dots(2.6)$$

Quant au coefficient a_1 , il a été déterminé par une méthode des moindres carrés.

En reportant les conditions dues au passage par l'origine et le point limite dans la relation (2.5), on obtient :

$$a_1 R + (1 - a_1) R^2 - \Delta = 0 \quad \dots(2.7)$$

En appliquant la méthode des moindres carrés pour la détermination de a_1 , il faut que la quantité :

$$Q = \sum_{k=0}^n \left[a_1 R + (1 - a_1) R^2 - \Delta \right]^2 \text{ soit minimale ;}$$

la sommation par rapport à l'indice k correspond aux n mesures effectuées pour chaque type de boulon.

On doit donc avoir :

$$\frac{dQ}{da_1} = 0 ,$$

soit :

$$a_1 = \frac{\sum_{k=0}^n [R^4 - R^3 + R \Delta - R^2 \Delta]}{\sum_{k=0}^n [R^4 - 2 R^3 + R^2]} \quad \dots(2.8)$$

A partir des relations (2.6) et (2.8) appliquées à l'ensemble des résultats, une détermination des coefficients a_1 et a_2 a été faite. Mais, du fait de l'allure constatée très linéaire de la relation (2.5) en début de cisaillement, un autre essai de lissage des résultats avec une loi en tangente hyperbolique s'est montré plus représentatif :

$$R = \alpha \operatorname{th} (\beta \Delta) \quad \dots(2.9)$$

La courbe doit passer par l'origine, condition automatiquement remplie par le choix même de la loi de comportement adaptée. La courbe devant passer par le point (1, 1) de rupture, on a entre α et β la relation :

$$1 = \alpha \operatorname{th} \beta \quad \dots(2.10)$$

Désignons par "m" la pente de la partie linéaire de la courbe en son début et dérivons la relation (2.9) à l'origine ; il vient :

$$m = \alpha \beta \quad \dots(2.11)$$

A partir des relations (2.10) et (2.11), les valeurs de (α , β) peuvent être calculées pour les différents diamètres utilisés, dans les deux cas du simple et du double cisaillement. A noter que la valeur de "m" peut être évaluée par simple tracé à partir des points expérimentaux. Les figures 48 a et b illustrent l'amélioration ainsi obtenue pour le cas d'un boulon de diamètre 20 mm, en simple et en double cisaillement. Les valeurs de α , β , $R_{\max}$ et $\Delta_{\max}$ sont indiquées dans le tableau (2.1) pour les divers diamètres ϕ .

A remarquer que la loi en tangente hyperbolique (2.9) s'applique avec la même réussite pour les divers diamètres étudiés (cf. Annexe II), ce qui laisserait penser qu'elle puisse se généraliser à tous les boulons H.R. existant dans le commerce.

	ϕ (mm)	$R_{\max}$ (K daN)	$\Delta_{\max}$ (mm)	α	β
Simple cisaillem.	14	8,22	3,88	1,032	2,07
	20	17,80	4,26	1,007	2,85
	22	21,52	4,80	1,005	2,92

	ϕ (mm)	$R_{\max}$ (K daN)	$\Delta_{\max}$ (mm)	α	β
Double cisaillem.	14	20,25	3,00	1,010	2,70
	20	41,53	6,04	1,019	2,32
	22	43,50	6,24	1,020	2,30

Tableau 2.1

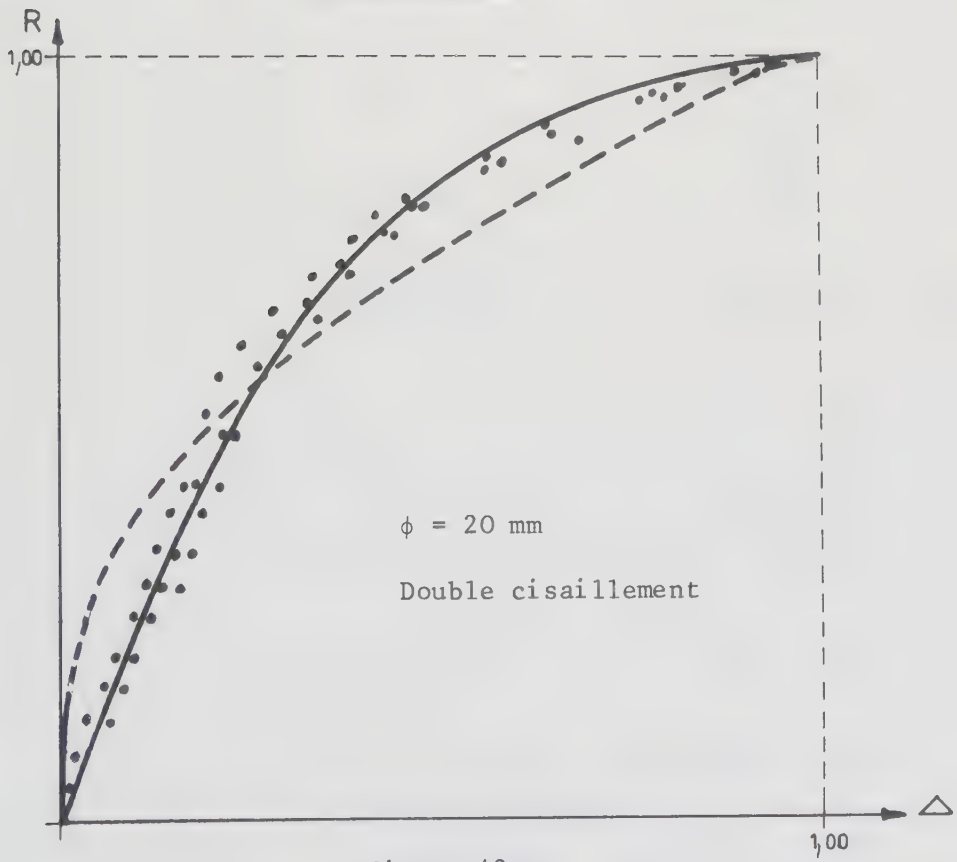


Figure 48.a

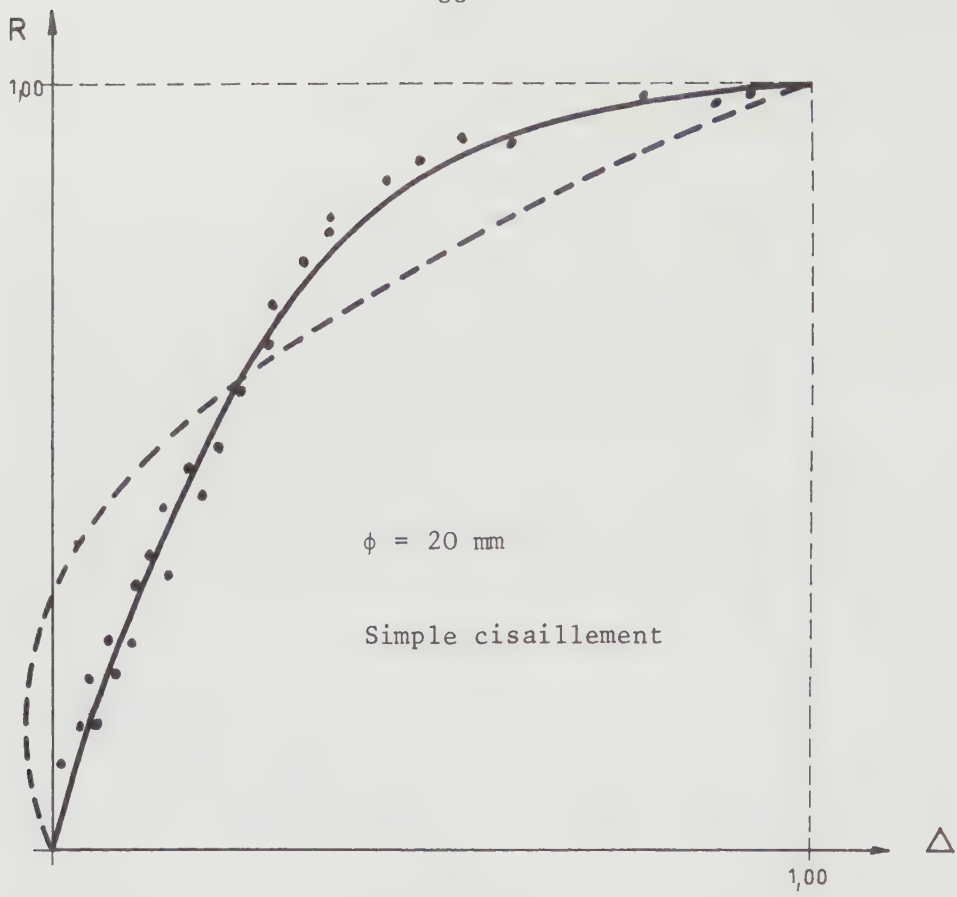


Figure 48.b

CHAPITRE III

COMPORTEMENT A LA RUPTURE D'ASSEMBLAGES EXCENTRIQUES PAR BOULONS A HAUTE RESISTANCE

III-1 INTRODUCTION

On se contente le plus souvent au niveau de l'assemblage de faire un dimensionnement par un calcul dans le domaine élastique, tout en adoptant pour sollicitations internes celles issues de l'analyse rigide-plastique appliquée à un modèle idéal d'ossature soumis aux sollicitations externes pondérées. Une telle procédure n'est pas très cohérente avec une doctrine générale de calcul en plasticité qui devrait être valable pour toutes les parties d'une construction.

Dans le présent chapitre, on envisage d'analyser par les voies théorique et expérimentale, le comportement d'un certain type d'assemblage par boulons à haute résistance, dans le domaine inélastique et jusqu'à la rupture. Plus précisément, une comparaison sera effectuée entre trois sortes d'analyse :

- un calcul élastique conforme aux règlements C.M. 66 et aux directives de la Convention Européenne ;
- un calcul à l'état limite de service consistant à admettre un taux de travail identique pour tous les boulons ;
- un calcul inélastique à la rupture intégrant la loi de comportement réelle en cisaillement des boulons.

Ce chapitre s'applique d'une manière très générale à tous les assemblages excentriques sollicités par un effort tranchant et par un moment de torsion. Par exemple : les assemblages "poutre-poteau" simplement appuyés, les assemblages "poutre-poutre" simplement appuyés, les couvre-joints d'âme de poutre ou de poteau. Il sera donné au paragraphe III.2 une description plus détaillée de ces diverses dispositions d'assemblages.

On présentera ensuite dans leurs cadres d'hypothèses respectifs, les formulations mathématiques des trois analyses annoncées, en insistant sur certains aspects de résolution numérique. Une série de manipulations expérimentales sur des consoles métalliques, entreprise sur la plateforme d'essais du Département de Génie-Civil, a permis de vérifier en grande partie la vraisemblance des hypothèses et les prévisions de l'analyse théorique à la rupture.

Le dimensionnement rigoureux des assemblages excentriques pourra être basé sur l'utilisation des abaques obtenus en regroupant tous nos résultats de calcul numérique ; une présentation d'abaque est donnée, parmi d'autres possibles. Toutefois, à l'usage des bureaux d'études, il sera proposé également une méthode de calcul simplifiée, de précision bien suffisante pour la plupart des cas qui se posent à l'ingénieur de construction.

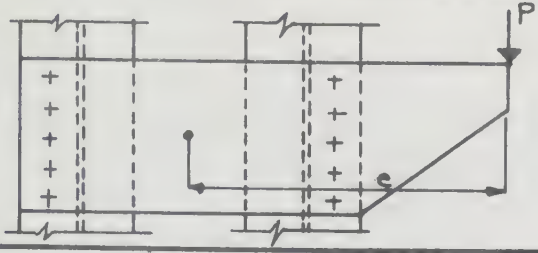
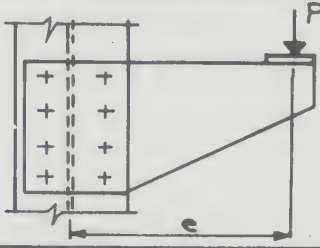
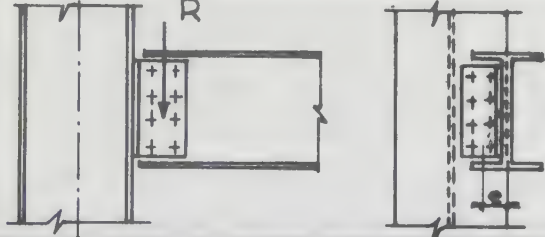
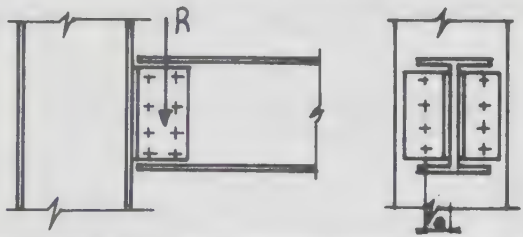
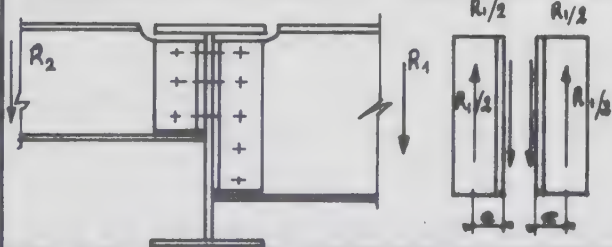
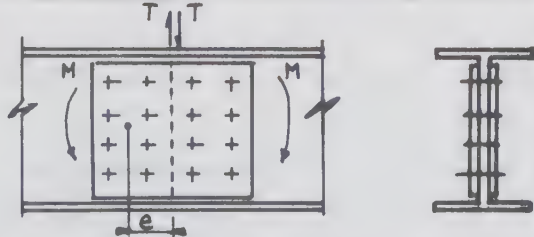
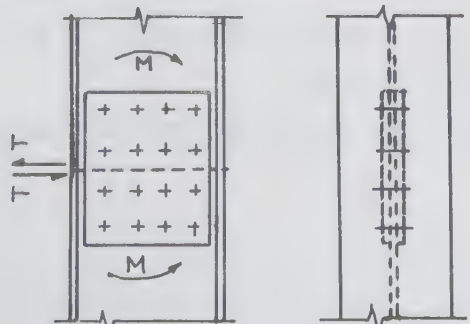
III-2 DOMAINE D'APPLICATION DE L'ETUDE

Les divers types d'assemblages concernés sont représentés au tableau de la figure (49) avec, en correspondance, les valeurs de l'effort de cisaillement F et du moment de torsion M_t (par rapport au centre de gravité géométrique de l'ensemble des boulons) à prendre en considération dans les calculs ultérieurs ; (il ne sera pas nécessaire ici d'affecter des valeurs algébriques aux efforts appliqués ou aux éléments de réduction correspondants dans une section de poutre, les cas envisagés pour le dimensionnement étant ceux des combinaisons de sollicitations les plus défavorables).

1) Cas simple d'une console : l'effort de cisaillement n'est autre que la charge appliquée P ; et le moment de torsion est égal au produit $(P.e)$, où e est "l'excentricité", c'est-à-dire la distance entre la charge P et le centre de gravité géométrique de l'ensemble des boulons.

2) Assemblage "poutre-poteau" simplement appuyé (c'est-à-dire une liaison suffisamment souple pour être assimilée à un appui simple) : R désignant la réaction d'appui, il y a lieu de distinguer entre deux groupes de boulons dans la même cornière :

- celui qui rend solidaires l'aile de la cornière et le poteau, soumis simultanément à un effort de cisaillement R et à un moment de

Type d'assemblage	Schéma de l'assemblage	Effort de cisaillement F	Moment de torsion M_t
a) Console		P	$P \cdot e$
		P	$P \cdot e$
b) Poutre-Poteau (simplement appuyée)		R	$R \cdot e$
		$R/2$	$(R/2) \cdot e$
c) Poutre-Poutre (simplement appuyée)		$R_1/2$	$(R_1/2) \cdot e$
d) Couvre-joint d'âme de poutre		T	$(T \cdot e + M)$
e) Couvre-joint d'âme de poteau		T	$(T \cdot e + M)$

torsion (R.e) ;

- celui qui rend solidaires l'autre aile de la cornière et l'âme de la poutre, soumis uniquement au cisaillement R.

3) Assemblage "poutre-poutre" simplement appuyé : les boulons relatifs aux âmes des poutres secondaires ne sont sollicités qu'au cisaillement (avec en général $R_1 \neq R_2$), alors que les boulons relatifs à l'âme de la poutre principale travaillent à la fois au cisaillement et à la torsion.

4) Couvre-joint d'âme d'une poutre : T et M désignant l'effort tranchant et le moment fléchissant au droit de la coupure, le demi couvre-joint le plus sollicité est celui qui transmet un effort de cisaillement $F = T$ et un moment de torsion $M_t = (M + T_e)$.

5) Couvre-joint d'âme de poteau : les sollicitations sont identiques à celles du cas précédent, étant entendu que l'effort normal est transmis par contact des éléments assemblés.

III-3 HYPOTHESES et FORMULATION des DIVERSES ANALYSES

III-3-1 Principales notations :

O_1 = centre de gravité géométrique de l'ensemble des boulons

O_2 = centre de rotation de l'ensemble des boulons

r_o = distance entre O_1 et O_2

a = écartement entre boulons dans le sens transversal et longitudinal

$r_{\max}$ = distance entre le centre de rotation et le boulon le plus éloigné

r_i = distance entre le centre de rotation et un boulon quelconque en analyse élastique

r'_i (ou r''_i) = distance entre le centre de rotation et un boulon quelconque de la première (ou la deuxième) colonne ;

θ'_i (ou θ''_i) = angle avec l'horizontale du rayon vecteur reliant le centre de rotation à un boulon quelconque de la première (ou la deuxième) colonne ;

R_i = effort de cisaillement sur un boulon quelconque en analyse élastique.

R'_i (ou R''_i) = effort de cisaillement sur un boulon quelconque de la première (ou de la deuxième) colonne :

R_{ad} et R_{max} = résistance admissible (C.M. 66) et résistance à la rupture par cisaillement d'un boulon
 n = nombre de boulons par demi-colonne.

Les analyses qui suivent peuvent être développées pour un nombre quelconque N de colonnes ; afin de se limiter à des expressions simples, il n'a pas été envisagé ici de cas $N > 2$ (cas d'ailleurs qui ne présenterait pas un grand intérêt pratique).

III-3-2 Analyse élastique (conforme au règlement C.M. 66)

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

a/ le centre de rotation du groupe de boulon est confondu avec le centre de gravité géométrique de ce groupe ;

b/ l'effort de cisaillement appliqué à l'assemblage est réparti uniformément sur tous les boulons ;

c/ le couple de torsion exerce sur chaque boulon un effort :

- proportionnel à la distance du boulon par rapport au centre de rotation ;

- perpendiculaire au rayon vecteur reliant le centre de rotation à ce boulon

d/ l'effort résultant sur chaque boulon est obtenu par addition vectorielle des deux efforts dûs à l'effort de cisaillement et au couple de torsion.

e/ la capacité de l'assemblage est définie comme celle pour laquelle le boulon le plus sollicité (qui est nécessairement le plus éloigné du centre de rotation) atteint la valeur admissible R_{ad} .

Dans le cas d'un assemblage constitué de deux colonnes de boulons et soumis aux sollicitations les plus générales $F = T$ et $M_t = M + T e$ (cf. figure 50.a), on a ainsi comme effort sur un boulon quelconque (i) :

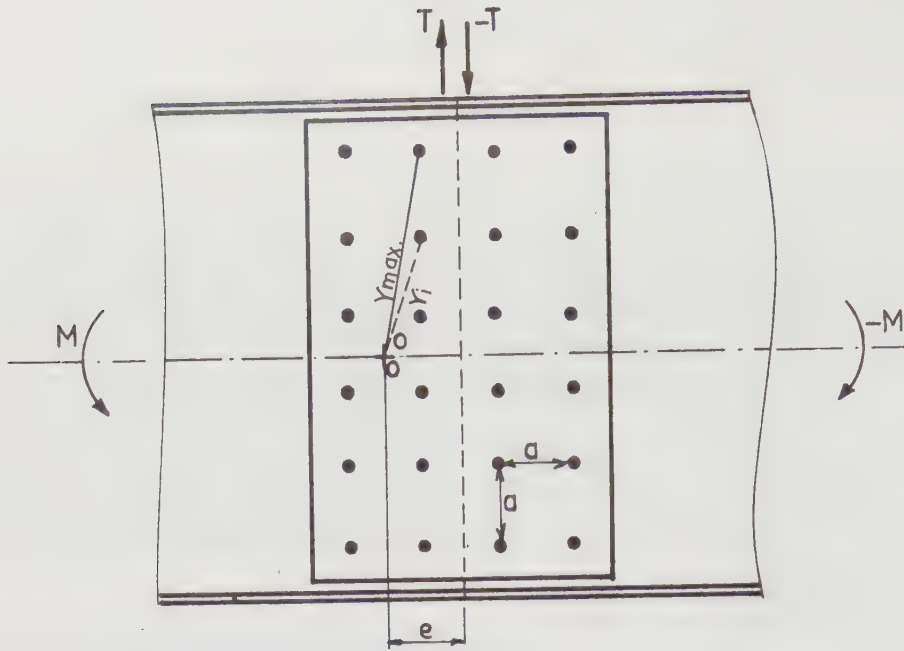


Figure 50.a

$$(R_i)_F = \frac{T}{4n} \text{ d'après l'hypothèse b/ ; } \quad \dots(3.1)$$

$$(R_i)_{M_t} = \frac{R_{ad} \times r_i}{r_{max}} \text{ d'après l'hypothèse c/ ;}$$

Le rapport $\frac{R_{ad}}{r_{max}}$ étant une constante, on peut écrire pour simplifier :

$$(R_i)_{M_t} = C r_i, \text{ où } C \text{ est une certaine constante.}$$

De l'égalité entre le moment de torsion appliqué et les moments des efforts des boulons par rapport au centre de rotation, il résulte que :

$$M + Te = 4 \sum_{i=1}^n (R_i)_{M_t} r_i,$$

soit :

$$(M + Te) = 4 C \sum_{i=1}^n r_i^2,$$

d'où :

$$C = \frac{(M + Te)}{4 \sum_{i=1}^n r_i^2}$$

Finalement :

$$(R_i)_{M_t} = \frac{(M + Te)}{4 \sum_{i=1}^n r_i^2} r_i \quad \dots(3.2)$$

De (3.1) et (3.2) et avec les hypothèses d/ et e/, on obtient sans difficultés :

$$R_{ad} = \sqrt{\left(\frac{T}{4n}\right)^2 + \left[\frac{(M + Te)r_{\max}}{4 \sum_{i=1}^n r_i^2}\right]^2} + a \left(\frac{T}{4n}\right) \frac{M + Te}{4 \sum_{i=1}^n r_i^2} \quad \dots(3.3)$$

Dans le cas d'une seule colonne, l'expression de la résistance admissible prend la forme plus simple :

$$R_{ad} = \sqrt{\left(\frac{T}{2n}\right)^2 + \left[\frac{(M + Te)r_{\max}}{2 \sum_{i=1}^n r_i^2}\right]^2} \quad \dots(3.3')$$

Evidemment, les formules (3.3) et (3.3') restent valables pour les assemblages particuliers où $M = 0$ (cf. paragraphe III.2 et figure 50.b).

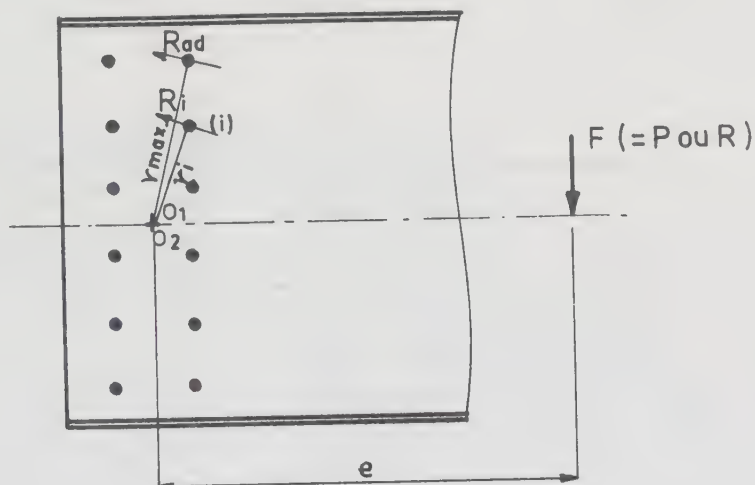


Figure 50.b

III-3-3 Analyse à l'état limite de service

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

a/ La capacité de l'assemblage est définie comme celle pour laquelle tous les boulons de l'assemblage atteignent la valeur admissible R_{ad} (ou une toute autre valeur conventionnelle, fonction du concept de sécurité ; par exemple : $R_{\max}/s$ où s est un certain coefficient de sécurité).

b/ Le centre de rotation du groupe de boulons est indéterminé a priori.

c/ Au stade limite, les répartitions de l'effort de cisaillement et du couple de torsion sont statiquement admissibles.

d/ La direction de l'effort résultant sur chaque boulon est perpendiculaire au rayon vecteur reliant le centre de rotation à ce boulon.

Soit r_o la distance entre le centre de rotation O_2 et le centre de gravité géométrique O_1 ; (il sera montré plus loin que O_2 est toujours du côté opposé à l'effort de cisaillement F par rapport à O_1). Les équations de la Statique fournissent dans le cas d'un assemblage à deux colonnes (cf. figure 51), les deux relations suivantes :

- équilibre en résultante :

$$T = 2 R_{ad} \left[(r_o - \frac{a}{2}) \sum_{i=1}^n \frac{1}{r'_i} + (r_o + \frac{a}{2}) \sum_{i=1}^n \frac{1}{r''_i} \right] \quad \dots(3.4)$$

- équilibre en moment :

$$M + T(e + r_o) = 2 R_{ad} \left[\sum_{i=1}^n r'_i + \sum_{i=1}^n r''_i \right] \quad \dots(3.5)$$

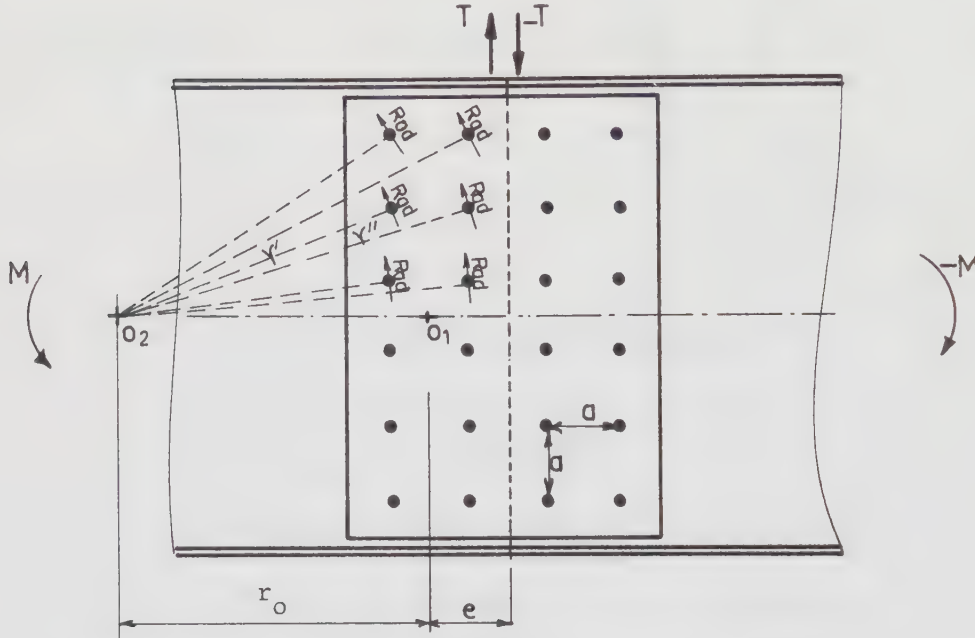


Figure 51

A noter que les valeurs de r'_i et r''_i sont toutes deux fonctions de l'écartement entre boulons (transversal et longitudinal) ainsi que la position du centre de rotation (r_o) ; plus précisément, on a :

$$\begin{aligned} r'_i &= \sqrt{(r_o - \frac{a}{2})^2 + [\frac{a}{2} + (n-1)a]^2} \\ r''_i &= \sqrt{(r_o + \frac{a}{2})^2 + [\frac{a}{2} + (n-1)a]^2} \end{aligned} \quad \dots(3.6)$$

Dans le cas d'un assemblage à une colonne, on aurait respectivement :

$$T = 2 R_{ad} r_o \sum_{i=1}^n \frac{1}{r'_i} \quad \dots(3.4')$$

$$M + T(e + r_o) = 2 R_{ad} \sum_{i=1}^n r'_i \quad \dots(3.5')$$

la distance r'_i ayant alors l'expression :

$$r'_i = \sqrt{(r_o)^2 + \left[\frac{a}{2} + (n-1)a \right]^2} \quad \dots(3.6')$$

Ainsi, pour des valeurs fixées de M , T , et e on devra chercher la valeur correcte de r_o devant satisfaire simultanément aux relations (3.4) et (3.5). On verra plus loin selon quel processus itératif une telle résolution est possible.

Les relations (3.4) et (3.5) ou (3.4') et (3.5') restent valables pour les assemblages simplement appuyés et les consoles, à condition de faire $M = 0$ dans ces relations.

III-3-4 Analyse inélastique à la rupture

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

a/ La capacité de l'assemblage est définie comme celle pour laquelle le boulon le plus sollicité (qui sera nécessairement le plus éloigné du centre de rotation) atteint la valeur $R_{\max}$ de rupture par cisaillement.

b/ Le centre de rotation du groupe de boulons est indéterminé a priori.

c/ A la rupture, les répartitions de l'effort de cisaillement et du couple de torsion sont statiquement admissibles.

d/ Les déformations transversales des boulons sont prises en considération et sont liées aux efforts résultants appliqués à ces mêmes boulons par la loi de comportement définie au chapitre 2 conformément à la relation (2.9)

e/ La déformation d'un boulon est proportionnelle à la distance du boulon par rapport au centre de rotation.

f/ La direction de l'effort résultant sur chaque boulon est perpendiculaire au rayon vecteur reliant le centre de rotation à ce boulon.

Dans le cas d'un assemblage constitué de deux colonnes de boulons et soumis aux sollicitations $F = T$ et $M_t = M + Te$, l'équation d'équilibre en résultante va s'écrire (cf. figure 52)

$$T = 2 \left(\sum_{i=1}^n R'_i \cos \theta'_i + \sum_{i=1}^n R''_i \cos \theta''_i \right)$$

Cette équation peut être précisée en tenant compte :

- d'une part de l'hypothèse e/ :

$$\Delta'_i = \Delta_{\max} \frac{r'_i}{r_{\max}} \quad \text{et} \quad \Delta''_i = \Delta_{\max} \frac{r''_i}{r_{\max}} ;$$

c'est-à-dire avec l'équation de comportement (2.9) :

$$R'_i = R_{\max} \alpha \operatorname{th}\left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}}\right) \quad \text{et} \quad R''_i = R_{\max} \alpha \operatorname{th}\left(\beta \frac{r''_i}{r_{\max}}\right) ;$$

- d'autre part, des relations géométriques suivantes, conséquentes à l'hypothèse f/ :

$$\cos \theta'_i = \frac{r_o - a/2}{r'_i} \quad \text{et} \quad \cos \theta''_i = \frac{r_o + a/2}{r''_i}$$

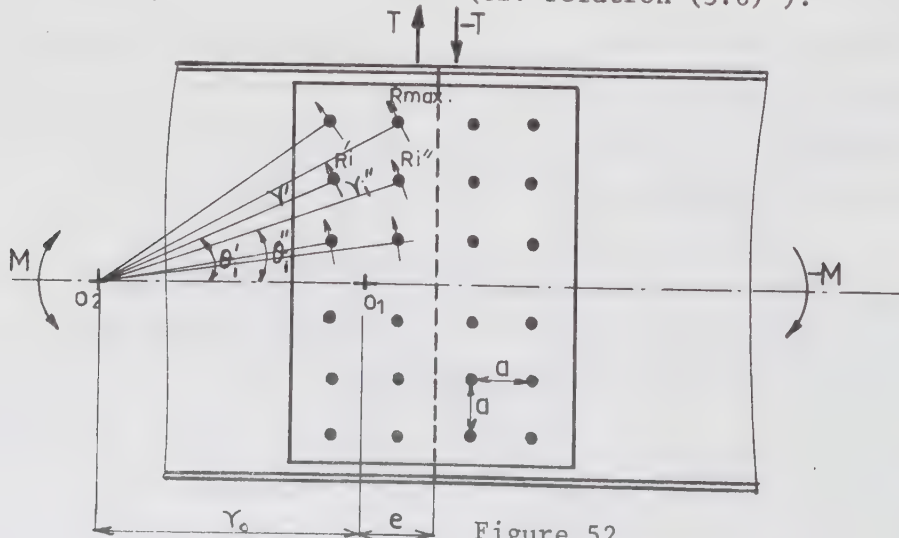
Finalement, l'équation d'équilibre précédente devient :

$$T = 2 \alpha R_{\max} \left[\sum_{i=1}^n \frac{r_o - a/2}{r'_i} \operatorname{th}\left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}}\right) + \sum_{i=1}^n \frac{r_o + a/2}{r''_i} \operatorname{th}\left(\beta \frac{r''_i}{r_{\max}}\right) \right] \quad \dots(3.7)$$

Quant à l'équation d'équilibre en moment, elle peut s'écrire :

$$M + T(e + r_o) = 2 \alpha R_{\max} \left[\sum_{i=1}^n r'_i \operatorname{th}\left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}}\right) + \sum_{i=1}^n r''_i \operatorname{th}\left(\beta \frac{r''_i}{r_{\max}}\right) \right] \quad \dots(3.8)$$

A noter que les valeurs de r'_i et r''_i dans les deux relations précédentes (3.7) et (3.8) sont identiques aux valeurs de mêmes symboles utilisés dans l'analyse à l'état limite (cf. relation (3.6)).



Là encore, on constate qu'il y aura lieu de déterminer la valeur correcte de r_0 devant satisfaire simultanément aux relations (3.7) et (3.8) pour M , T et e fixés.

Dans le cas plus simple d'un assemblage à une colonne, on aurait pour équations d'équilibre :

$$T = 2 \alpha R_{\max} r_0 \sum_{i=1}^n \frac{1}{r'_i} \operatorname{th} \left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}} \right) \quad \dots (3.7')$$

$$M + T(e + r_0) = 2 \alpha R_{\max} \sum_{i=1}^n r'_i \operatorname{th} \left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}} \right) \quad \dots (3.8')$$

La valeur de r'_i est identique à celle donnée par la relation (3.6') de l'analyse à l'état limite.

III.4 RESOLUTION NUMERIQUE

III-4-1 Convergence du processus itératif de résolution

L'analyse élastique ne soulève aucune difficulté de résolution puisqu'elle consiste à appliquer une simple formule (3.3) ou (3.3'). Par contre, les deux autres analyses qui conduisent chacune à un système du même type avec deux équations transcendantes, nécessitent la connaissance préalable du paramètre r_0 . Seul un processus itératif peut permettre le calcul de r_0 , deux cheminements étant possibles :

a/ Première méthode : On élimine l'effort tranchant T entre les deux équations du système ; on obtient :

- pour l'analyse à l'état limite (avec les relations (3.4) et

(3.5) :

$$r_0 = \frac{2 R_{ad} \left(\sum_{i=1}^n r'_i + \sum_{i=1}^n r''_i \right) - M}{2 R_{ad} \left[\left(r_0 - \frac{a}{2} \right) \sum_{i=1}^n \frac{1}{r'_i} + \left(r_0 + \frac{a}{2} \right) \sum_{i=1}^n \frac{1}{r''_i} \right]} - e ; \quad \dots (3.9)$$

- pour l'analyse inélastique à la rupture (avec les relations (3.7) et (3.8)) :

$$r_0 = \frac{2 \alpha R_{\max} \left[\sum_{i=1}^n r'_i \cdot \operatorname{th} \left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}} \right) + \sum_{i=1}^n r''_i \cdot \operatorname{th} \left(\beta \frac{r''_i}{r_{\max}} \right) \right] - M}{2 \alpha R_{\max} \left[\sum_{i=1}^n \frac{r_0 - a/2}{r'_i} \operatorname{th} \left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}} \right) + \sum_{i=1}^n \frac{r_0 + a/2}{r''_i} \operatorname{th} \left(\beta \frac{r''_i}{r_{\max}} \right) \right]} - e \quad \dots (3.10)$$

En fait, l'inconnue r_o intervient sous forme explicite dans les membres de droite de (3.9) et (3.10) ainsi que sous forme implicite par les termes r'_i , r''_i et $r_{\max}$. L'équation (3.9) comme l'équation (3.10) peut être traitée selon l'algorithme :

$$r_o^{(k)} = f(r_o^{(k-1)}) \quad , \quad (3.9') \text{ ou } (3.10')$$

k étant l'indice d'itération, jusqu'à ce que l'écart $\left| r_o^{(k)} - r_o^{(k-1)} \right|$ soit suffisamment faible.

Graphiquement (cf. fig. 53.a), il s'agit de déterminer le point d'intersection I de la droite $r_o^{(k)} = r_o^{(k-1)}$ et de la courbe d'équation (3.9' ou 3.10') ; compte-tenu de l'allure de cette dernière courbe, les essais numériques ont montré un risque réel de divergence.

b/ Deuxième méthode : On adopte T et r_o comme inconnues, les deux équations du système étant considérées sous les formes $T = f(r_o)$ pour l'équation en résultante et $T = g(r_o)$ pour l'équation en moment. Plus précisément, pour l'analyse à l'état limite, l'équation (3.4) reste inchangée (étant entendu que le r_o intervenant dans les termes r'_i et r''_i est fixé à la valeur de l'itération précédente) et l'équation (3.5) s'écrit en se fixant la valeur de M :

$$T = \frac{2 R_{ad} \left(\sum_{i=1}^n r'_i + \sum_{i=1}^n r''_i \right) - M}{e + r_o} \quad (3.5'')$$

Pour l'analyse inélastique à la rupture, on considère de la même façon l'équation (3.7) et l'équation (3.8), à savoir :

$$T = \frac{2 \alpha R_{\max} \left[\sum_{i=1}^n r'_i \operatorname{th} \left(\beta \frac{r'_i}{r_{\max}} \right) + \sum_{i=1}^n r''_i \operatorname{th} \left(\beta \frac{r''_i}{r_{\max}} \right) \right] - M}{e + r_o} \quad (3.8'')$$

Un algorithme itératif possible est le suivant :

$$\begin{cases} T^{(k)} = g(r_o^{(k-1)}) \\ r_o^{(k)} = f^{-1}(T^{(k)}) \end{cases} \quad \dots (3.11)$$

ou de manière plus condensée :

$$r_o^{(k)} = f^{-1} [g(r_o^{(k-1)})] \quad \dots (3.11')$$

Compte-tenu de la position relative des courbes représentatives des relations $T = f(r_o)$ et $T = g(r_o)$ étudiée numériquement, on vérifie

1^{er} SOLUTION

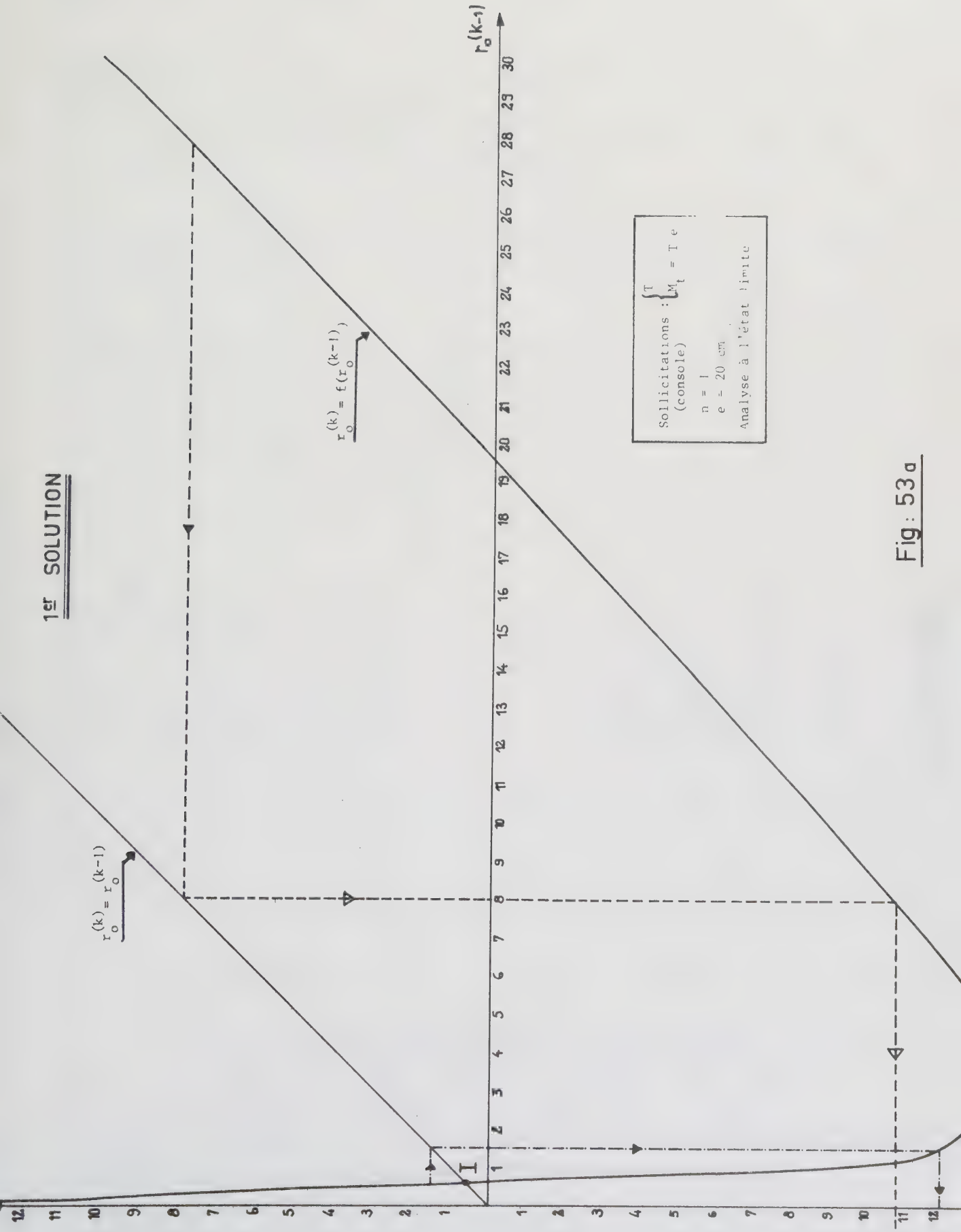
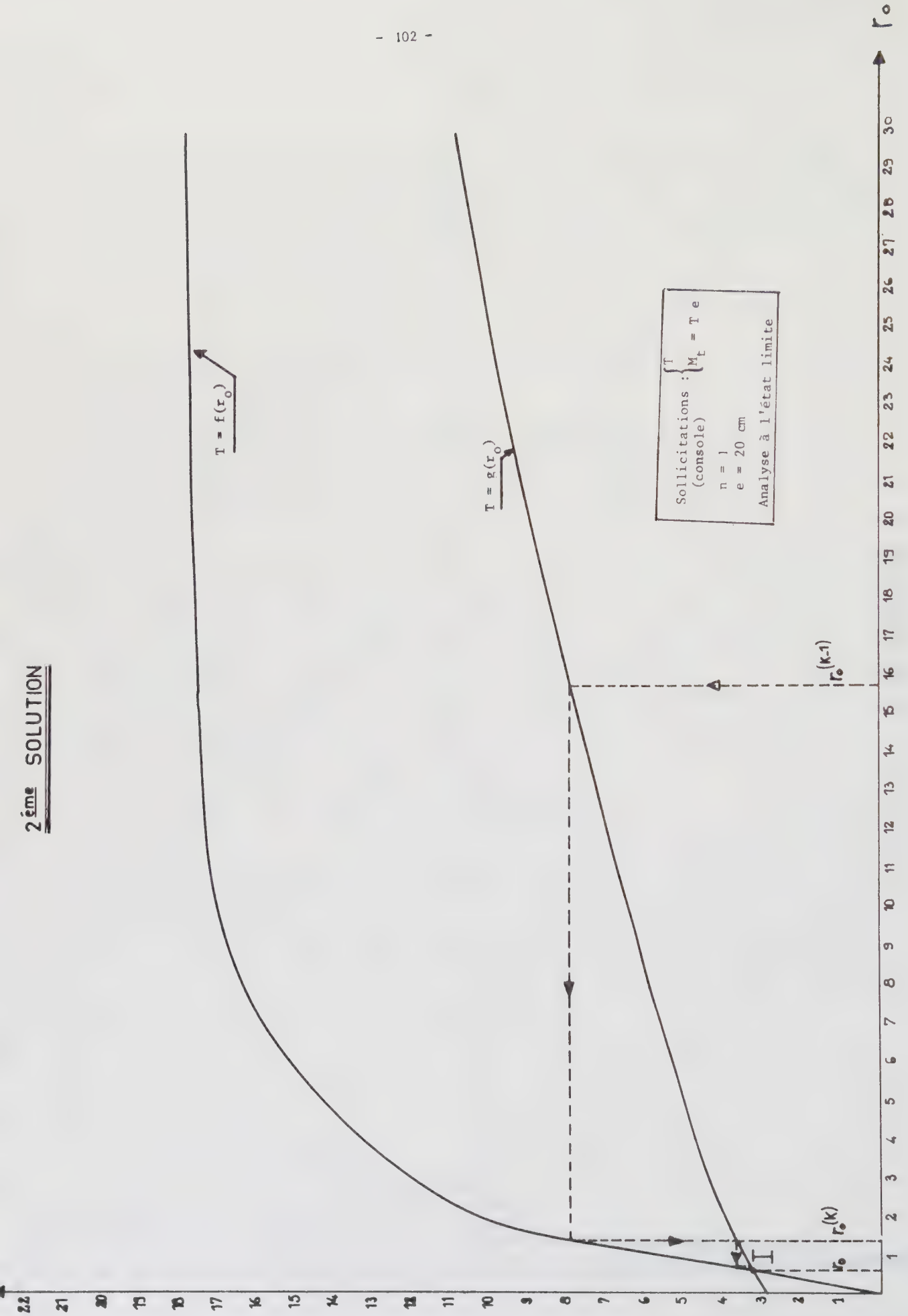


Fig: 53a

2^{ème} SOLUTION



L. 1.

immédiatement (cf. fig. 53.b) que l'on converge toujours vers la solution quelle que soit la valeur initiale de r_0 .

En fin de compte, cette deuxième méthode itérative a donné totale satisfaction pour tous les cas traités sur ordinateur.

Remarque 1 - Une fois r_0 connu, on a immédiatement l'effort limite ou de ruine T (pour M fixé) par l'une ou l'autre des relations :

$$T = f(r_0) \text{ ou } T = g(r_0).$$

Remarque 2 - La valeur de r_0 ne peut être négative. En effet, si l'on suppose O_2 placé entre O_1 et l'effort de cisaillement F , on constate, quel que soit d'ailleurs le nombre de colonnes de boulons (cf. fig. 54.a et 54.b), que la résultante des composantes verticales des efforts exercés par tous les boulons (à l'état limite comme à la rupture) est de même sens que F , ce qui est contraire à la condition d'équilibre.

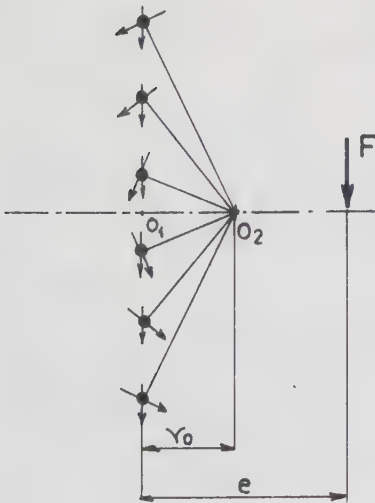


Figure 54.a

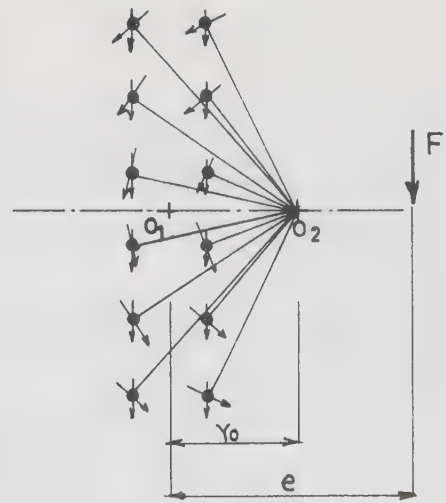


Figure 54.b

III-4-2 Exemple d'organigramme de calcul numérique

La figure 55 donne l'organigramme du calcul d'une console à 2 colonnes de boulons, valable à la fois pour l'analyse limite et l'analyse inélastique à la rupture. Dans les données, N représente le nombre maximal de boulons traité et E l'excentricité maximale (ici multiple de 5 cm). Cet organigramme se compose essentiellement de 4 boucles, à savoir, en allant de l'intérieur vers l'extérieur :

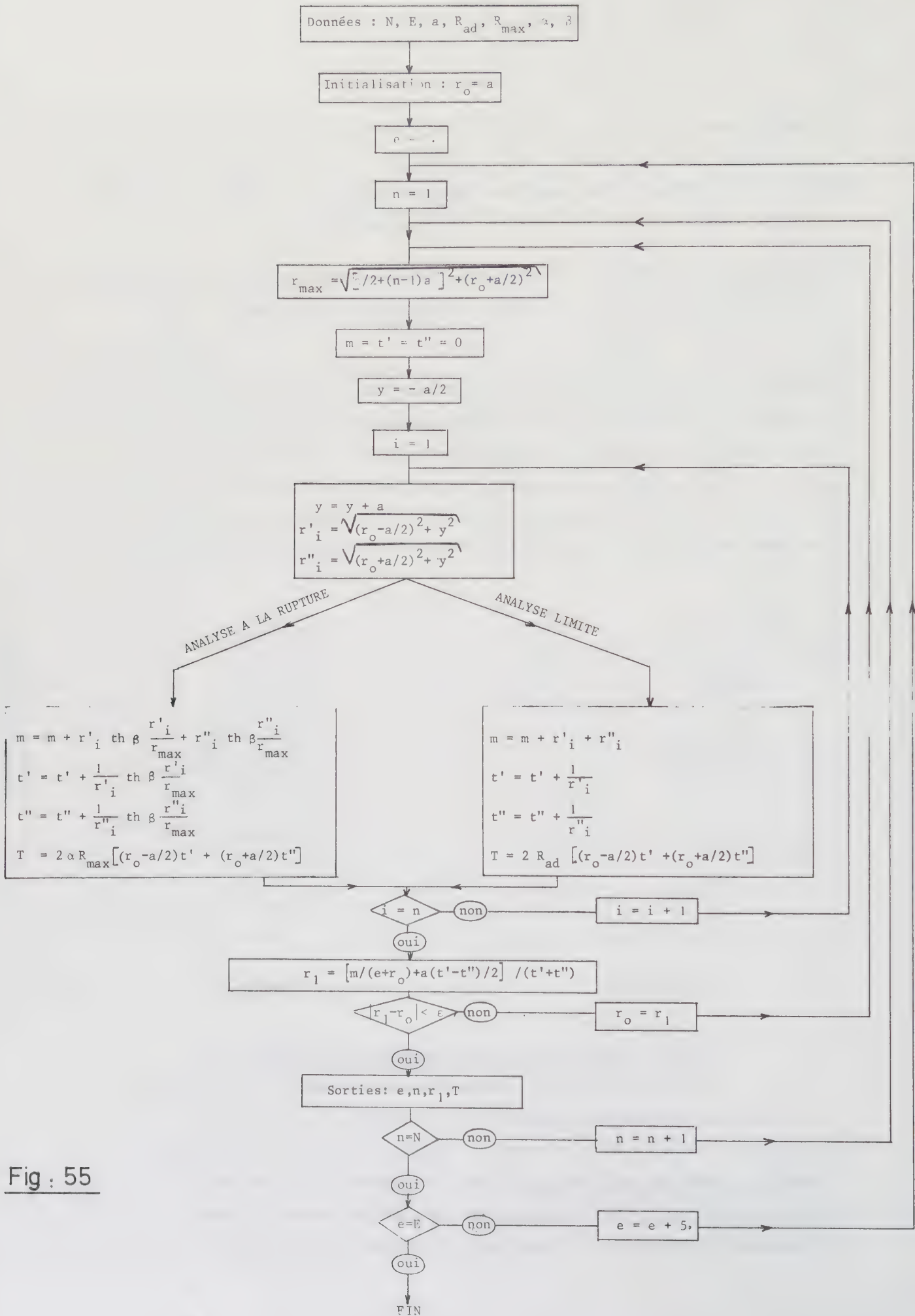


Fig : 55

- une boucle sur l'indice i permettant la sommation $\sum_{i=1}^n$ des expressions des équations d'équilibre ;
- une boucle itérative fournissant la valeur correcte de la position du centre de rotation ;
- une boucle de progression sur le nombre de boulons ;
- une boucle de progression sur l'excentricité.

Les sorties sont la position r_1 du centre de rotation et la valeur ultime de l'effort tranchant T pour un nombre n de boulons et une excentricité e fixés.

Remarque 1 - Dans le cas d'un assemblage par couvre-joint, l'organigramme précédent est toujours utilisable à condition :

- d'introduire une excentricité équivalente e^* telle que $M = T e^*$;
- de remplacer dans l'expression de r_1 le terme $(e + r_0)$ par $(e + e^* + r_0)$.

Il est bien évident alors que e est fixé, la progression s'effectuant sur e^* .

Remarque 2 - D'une manière générale, le calcul montre que le centre de rotation s'éloigne du centre de gravité du groupe de boulons :

- lorsque le nombre de boulons diminue pour une excentricité fixée ;
- lorsque l'excentricité diminue pour un nombre de boulons fixé.

La figure 56 illustre cette évolution pour une analyse à la rupture.

N.B. - le programme , écrit en langage Fortran IV, est donné en annexe III.

III-4-3 Tracé d'abaques

Tous les résultats numériques ont été rassemblés sous forme d'abaques donnant pour les trois analyses et selon le type d'assemblage, la capacité ultime T en fonction soit de l'excentricité e (pour $M = 0$), soit du moment fléchissant M appliqué (pour e fixé). Le domaine d'application de ces abaques recouvre toutes les combinaisons des cas possibles obtenues en considérant le simple ou le double cisaillement, une ou deux colonnes dans l'assemblage, un nombre variable de boulons par colonne allant jusqu'à 12, un des trois diamètres de boulons $\emptyset = 14, 20$ et 22 mm.

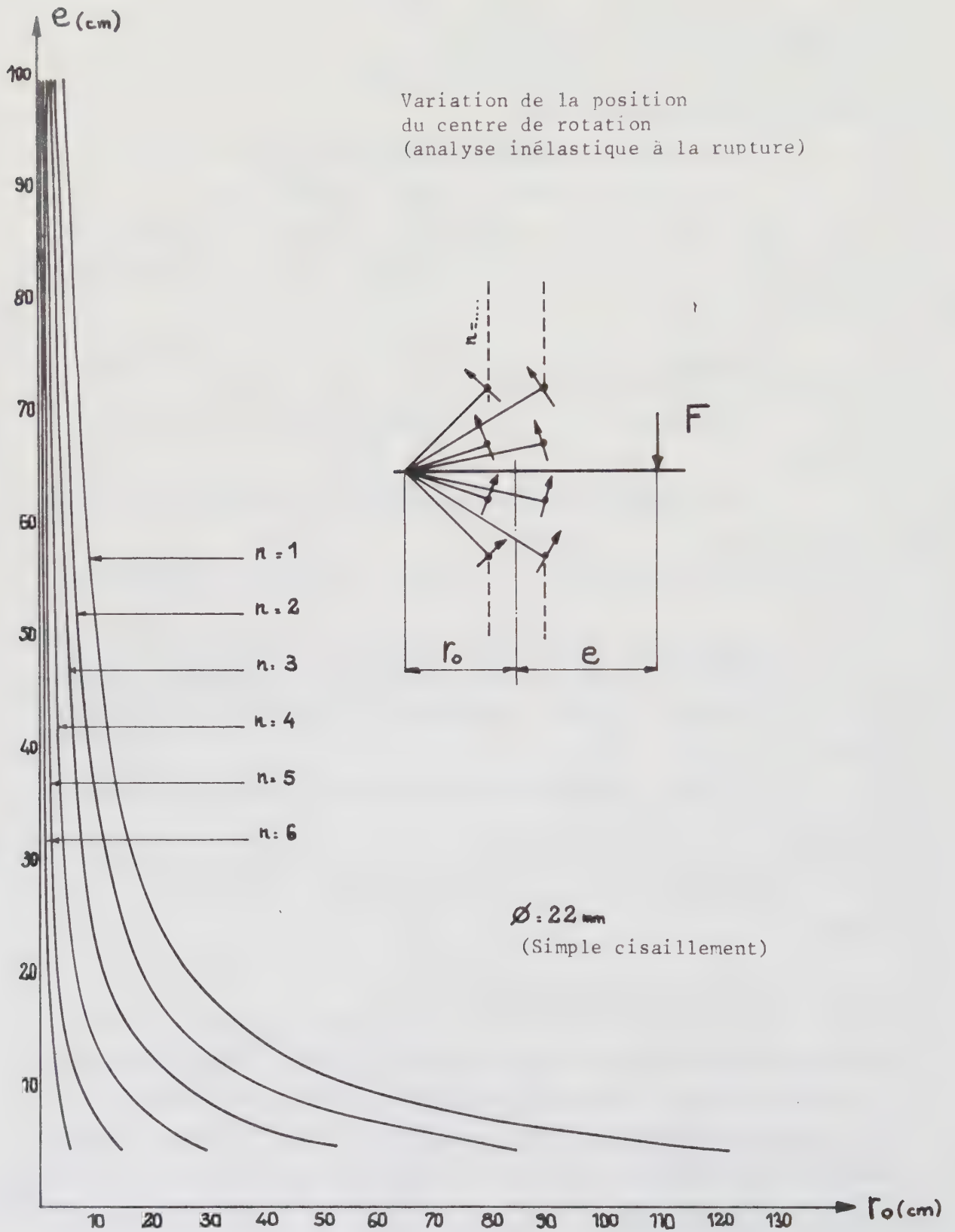


Fig. 56

L'écartement a (transversal ou vertical) adopté est celui minimal donné dans les règlements C.M. 66, soit $a = 3(\phi + 2)$ en mm. Il a été possible de représenter ces abaques en 18 planches données en annexe du chapitre III, dont un exemple est donné à la figure 57. Sur cette figure, chaque courbe est affectée :

a/ d'un symbole alpha-numérique à 4 cases ;

Position	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
Symbole	E ou M	1 ou 2	CM. 66 L R	SC ou DC
Signification	Excentricité ou Moment	Nbre de colonnes	Type d'analyse - élastique - limite - rupture	Simple ou double cisaillement

b/ d'un petit repère indicatif dont les sens des axes fixent le choix des coordonnées et les indices des axes, les échelles de lecture de ces coordonnées ; (par exemple, l'indice 2 signifie que, pour la clarté de la représentation, la coordonnée correspondante a été multipliée par 2). (n étant le nombre de boulons par demi colonne).

III-5 VERIFICATIONS EXPERIMENTALES

III-5-1 Objectifs des essais

Une série de manipulations a été entreprise dans le but de vérifier :

- la capacité ultime de l'assemblage prévue par l'analyse inélastique à la rupture ;
- le critère de ruine admis comme le cisaillement complet du boulon le plus éloigné par rapport au centre de rotation de l'assemblage ;
- la position du centre de rotation au stade de la ruine ;
- la direction de déformation d'un boulon quelconque admise perpendiculaire au rayon vecteur reliant ce boulon au centre de rotation.

III-5-2 Dispositifs expérimentaux

Les essais ont été effectués au Département de Génie-Civil de l'I.N.S.A. de RENNES, sur une plateforme en poutrelles métalliques

$n = 6$ $\varnothing 20$

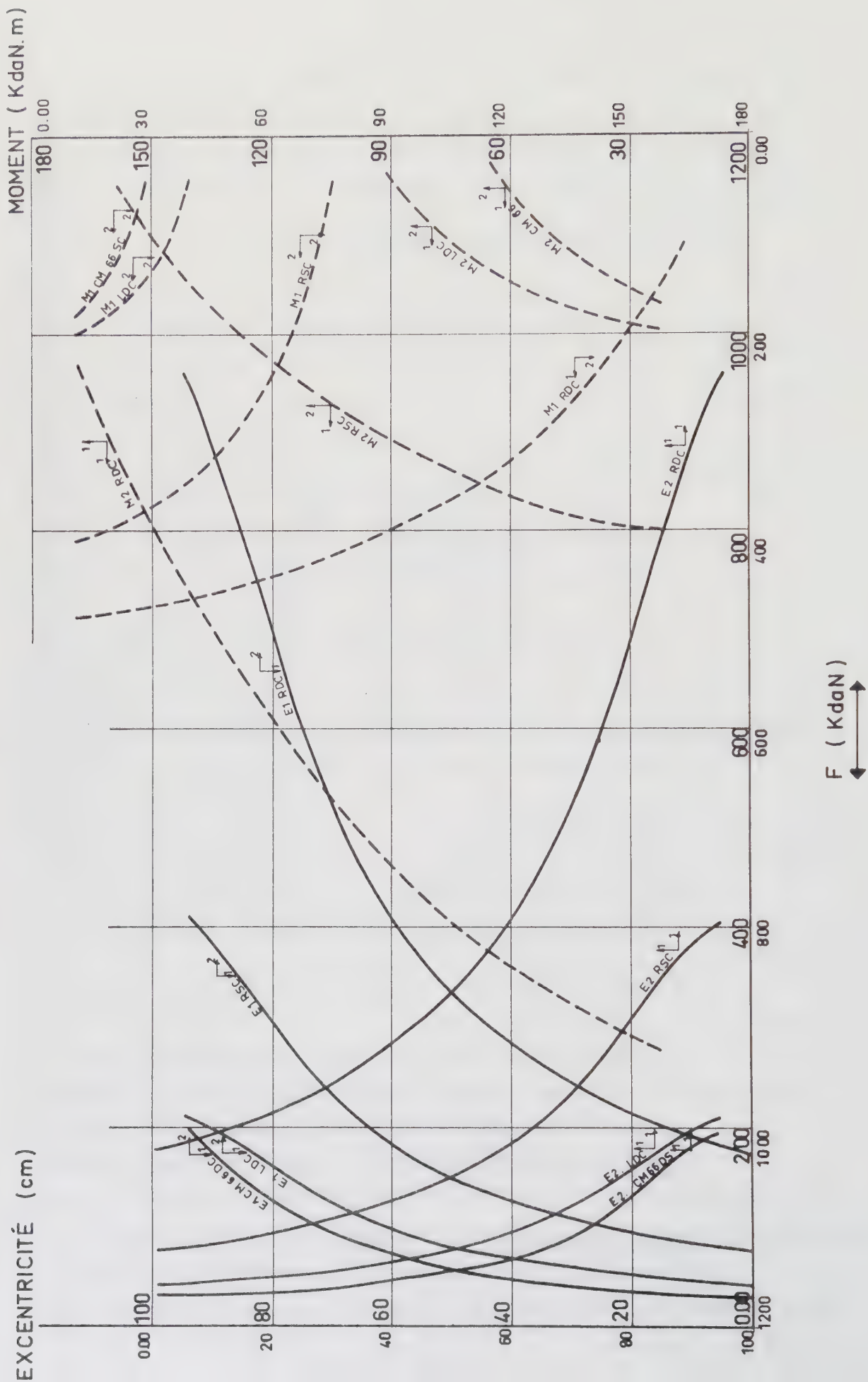


Fig. 57

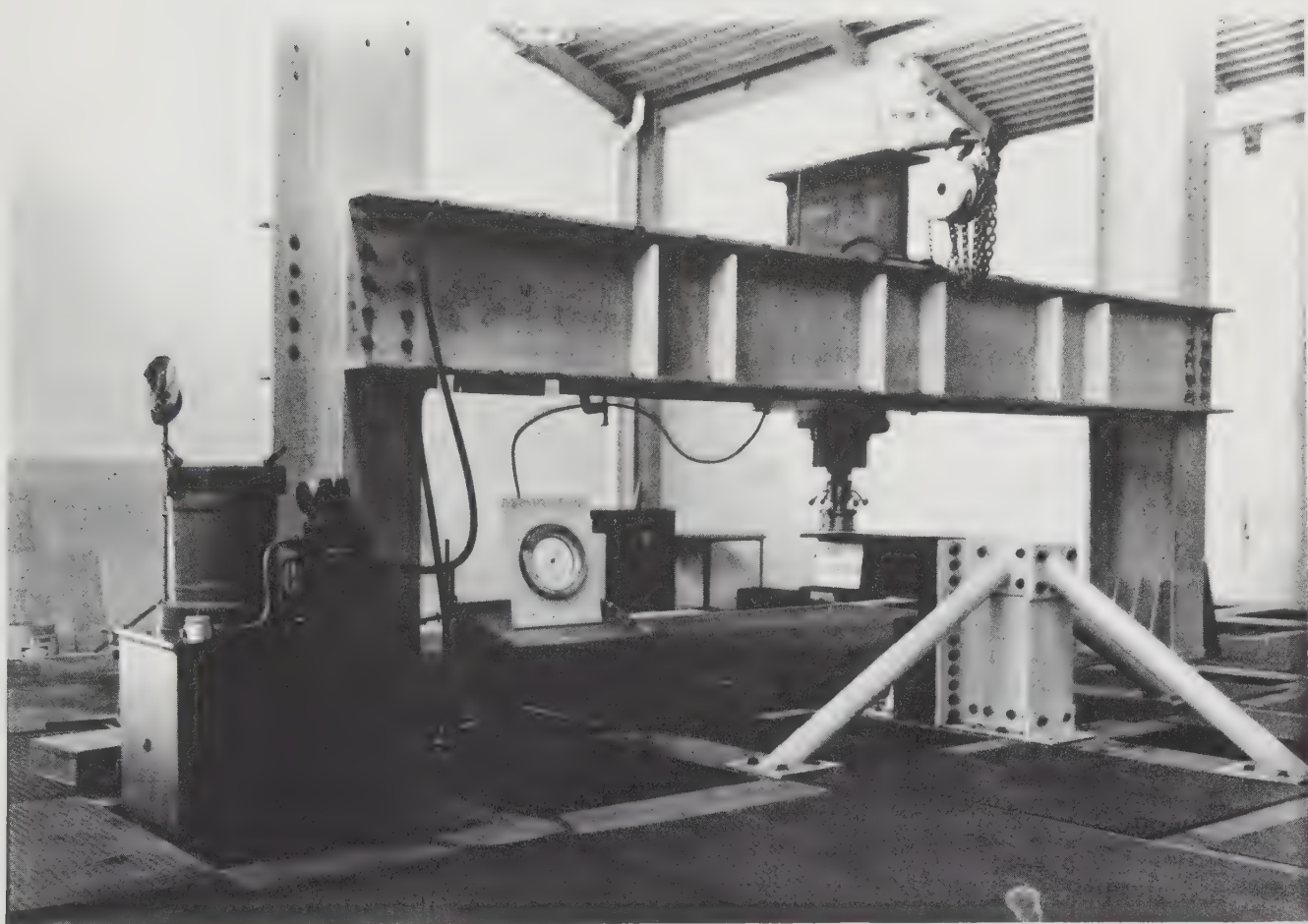
équipée d'un vérin de 100 tonnes. Le bâti adapté à ces moyens d'essais se compose d'un poteau en profilé HEB 40, vertical et reposant sur un noeud de la dalle. Ce poteau est contreventé dans les plans de ses axes d'inertie, par trois cylindres tubulaires ancrés sur des noeuds voisins de la dalle (cf. photographie 58.a et figure 58.a'). Chaque console a été constituée de deux U accolés, issus de profilés laminés du commerce de hauteur 30 ou obtenus par transformation de HEB 40 pour des hauteurs supérieures. L'assemblage testé relie la console de hauteur adéquate à un poteau intermédiaire solidaire par boulonnage du bâti et de la dalle. Il y a lieu de préciser que les moments et efforts tranchants repris par les assemblages ont toujours été nettement inférieurs aux moments plastiques et efforts tranchants plastiques des sections des consoles. De plus, tout phénomène d'instabilité par voilement ou déversement était exclu d'office par suite du surdimensionnement des consoles.

III-5-3 Résultats et observations

Afin d'obtenir une certaine diversité des cas étudiés, les assemblages ont été réalisés à une ou deux colonnes, avec un nombre variable de boulons des trois diamètres précisés. L'espacement des boulons a été celui déjà mentionné en III.4. Le tableau ci-après permet pour chaque essai la comparaison des valeurs expérimentales et théoriques de la charge ultime F et de la position r_o du centre de rotation.

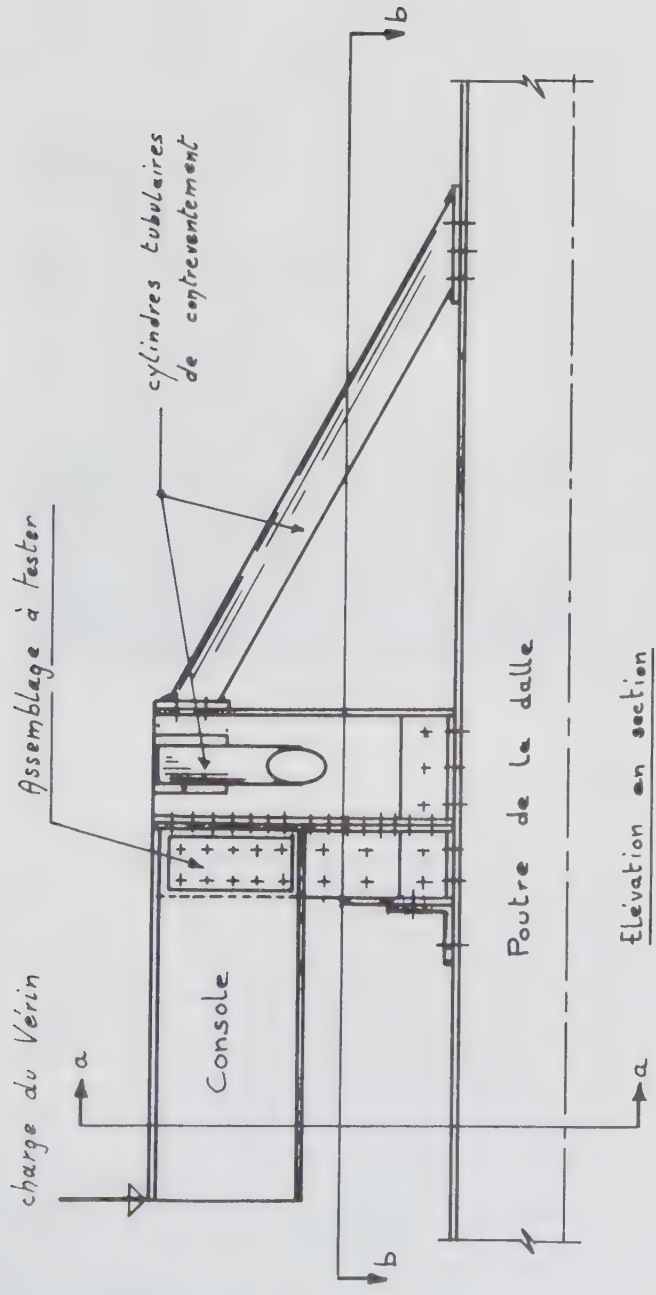
Essai	(mm)	N (colonnes)	2 n	e (cm)	F_{th} (ton.)	F_{exp} (tonne)	$r_o^{(th)}$ (mm)	$r_o^{(exp)}$ (mm)
1	14	1	4	45	7,07	8,00	4,30	5,60
2	14	2	4	60	12,19	13,10	11,00	6,80
3	14	2	4	60	12,19	13,10	11,00	7,90
4	20	1	6	60	40,17	40,00	15,80	16,00
5	20	2	4	36	64,00	76,00	18,20	16,50
6	20	2	4	49	46,02	45,90	12,90	11,90
7	20	2	4	60	38,39	44,00	10,70	10,30
8	22	2	4	50	53,03	56,30	15,30	14,70

Les valeurs expérimentales de F ont été obtenues par simple lecture de

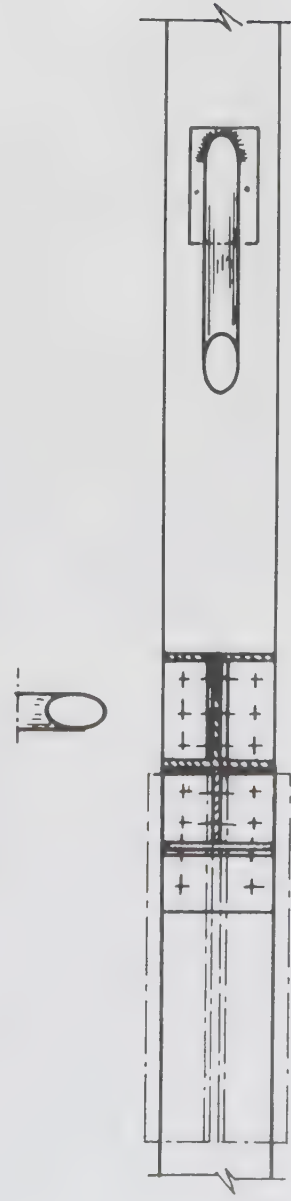
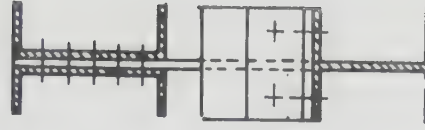


Photographie 58.a

Fig: 58 a'



Vue de côté en section a-a



Plan en section b-b

l'effort du vérin. Par contre, la détermination expérimentale de r_0 exige le relevé précis de la position et de la forme des trous ovalisés (au stade de la ruine) de l'âme du poteau intermédiaire (cf. photographie 58.b). Sur ce relevé (cf. fig. 59.b), on trace les plus grands diamètres de chaque trou ; on a pu vérifier que les médiatrices de ces diamètres sont concourantes, avec une approximation satisfaisante, en un point barycentrique qu'on peut considérer comme le centre de rotation ; (à noter que, les médiatrices étant concourantes, on vérifie non seulement l'existence du centre de rotation mais aussi l'hypothèse formulée sur la direction des déformations).

On constate sur le tableau des résultats que :

- la capacité ultime de l'assemblage mesurée expérimentalement est supérieure, en moyenne, de 8 % à celle prévue à la théorie ;
- la distance ultime r_0 du centre de rotation est inférieure, en moyenne, de 8 %, à sa valeur théorique.

Remarque : les règlements C.M. 66 donnent pour valeur de δ de la pince de bord :

$$\delta = \frac{0,8 R_{ad}}{t \sigma_e} ,$$

où t et σ_e sont respectivement l'épaisseur et la limite élastique des plaques assemblées. Si on utilise cette formule pour dimensionner des assemblages testés à la rupture, la pince de bord sera suffisante (déchirement). Les expériences ont montré que l'on est en sécurité si l'on substitue R_{max} à R_{ad} dans la formule précédente.

III-6 METHODE DE CALCUL SIMPLIFIEE

Le calcul d'assemblage le plus réaliste vis-à-vis de la sécurité est sans nul doute celui de l'analyse inélastique à la rupture, mais il exige une résolution numérique plus laborieuse que les autres modes de calcul. Il n'est pas indispensable d'utiliser les abaques (cf. paragraphe III-4-3) si l'on se contente de résultats à 5 % près. Dans ce sens, on propose la formule approchée suivante :

$F_{Rupture} = C_1 \cdot C_2 \cdot F_{Limite}$	... (3.12)
--	------------



Photographie 58.b

DOUBLE CISAILLEMENT

$n = 2 \quad \varnothing 20 \quad e = 50\text{cm}$

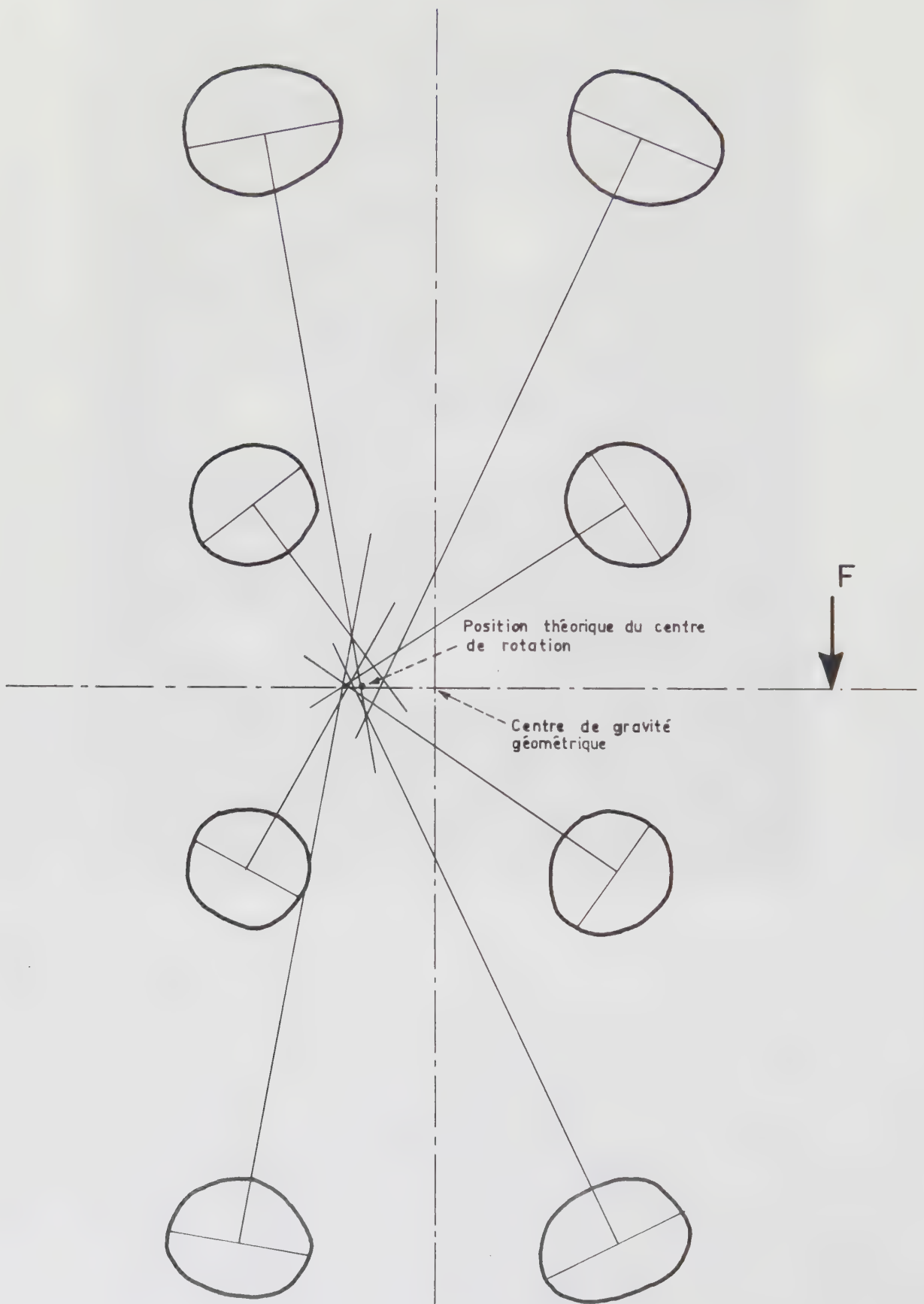


Fig. 59b

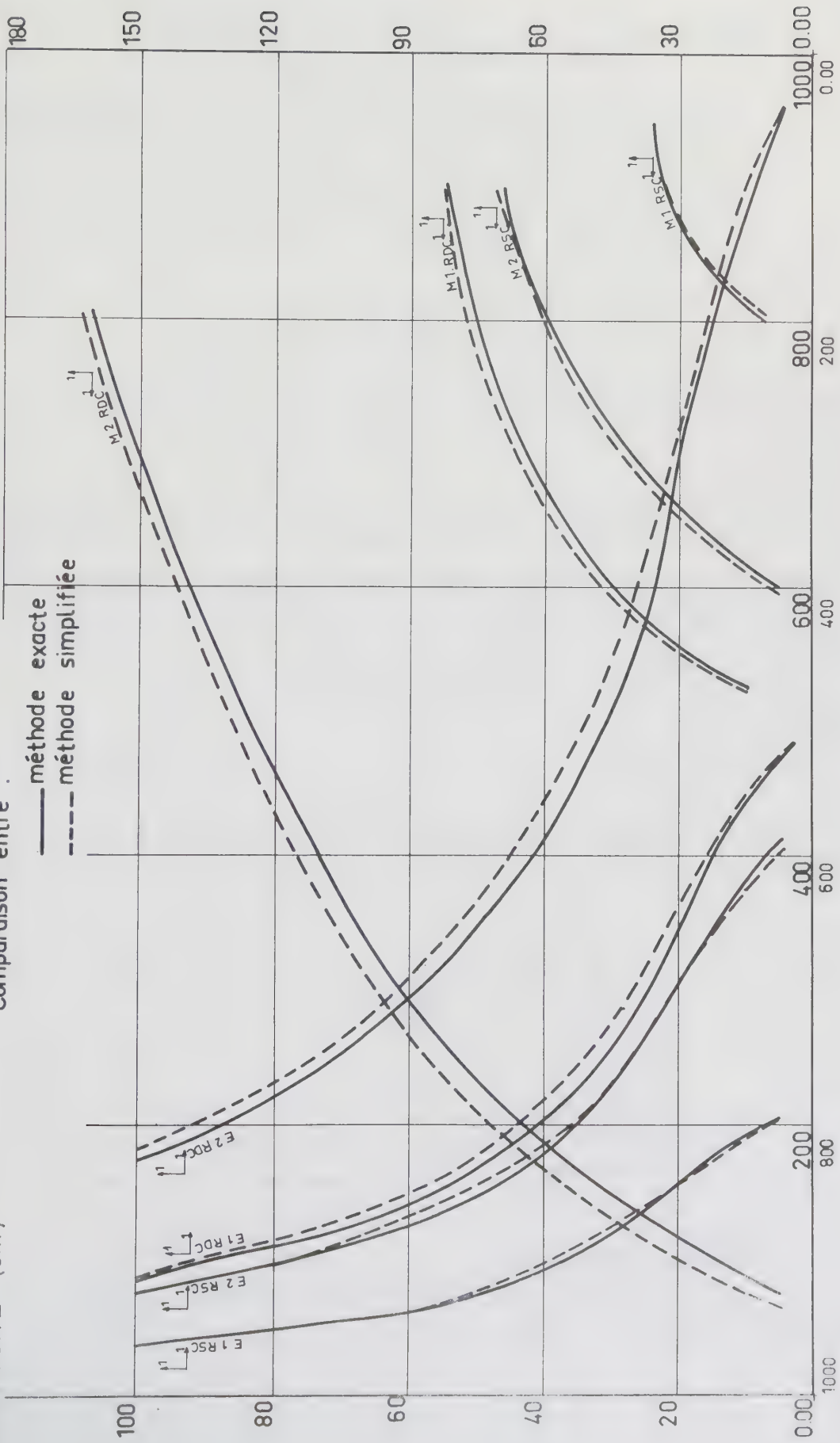
$n = 6$ $\varnothing 20$

MOMENT (KdaN . m)

EXCENTRICITÉ (cm)

Comparaison entre :

— méthode exacte
- - - méthode simplifiée



F (KdaN) $\longleftrightarrow$

où :

F_{Rupture} est la capacité cherchée de l'assemblage par l'analyse inélastique à la rupture ;

F_{Limite} est la capacité du même assemblage à l'état limite, supposée connue ;

$C_1 = R_{\text{max}}/R_{\text{ad}}$ pour un diamètre de boulon défini ;

C_2 est un coefficient tenant compte de l'excentricité ; pour une console :

$$C_2 = 1 - 0,0008 e_{(\text{cm})} ; \quad \dots(3.13)$$

pour un couvre-joint, la formule (3.13) reste valable à condition d'ajouter à e la valeur $e^* = \frac{M}{T}$.

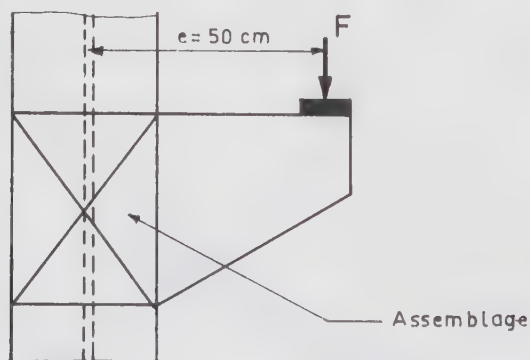
La formule (3.12) est intéressante dans la mesure où la détermination de F_{Limite} peut être effectuée à la main, les équations (3.5) et (3.6) utiles aux itérations ayant une forme simple.

La figure 60, à titre d'illustration, montre la bonne concordance entre les valeurs calculées selon (3.12) et les valeurs exactes pour les abaques de l'analyse à la rupture de la figure (3.8)

Exemples :

a/ Exemple 1 :

On veut dimensionner une console dont la charge $F = 45 \text{ KdaN}$ est à 50 cm de l'axe du poteau. On utilisera des boulons H.R. 8.8 de diamètre $\varnothing = 20 \text{ mm}$, travaillant en double cisaillement.



Méthode simplifiée

Fixons-nous a priori la disposition suivantes : deux rangées de 4 boulons $\varnothing = 20 \text{ mm}$.

Compte-tenu du faible écart entre les valeurs de r_0 , on peut arrêter le calcul à ce stade.

Par application de l'équation (3.12), on a alors :

$$F_{\text{rupture}} = C_1 \cdot C_2 \cdot F_{\text{limite}} ;$$

$$C_1 = \frac{R_{\text{max}}}{R_{\text{ad}}} = \frac{41,53}{9,03} = 4,56 ;$$

$$C_2 = 0,96 ;$$

$$F_{\text{limite}} = 10,77 \text{ KdaN}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{rupture}} &= 0,96 \times 4,56 \times 10,77 \\ &= 47,14 \text{ KdaN} \end{aligned}$$

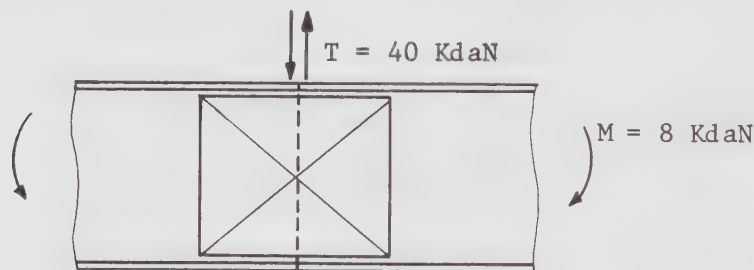
Le choix de 2 rangées de 4 boulons est donc pleinement satisfaisant puisqu'il assure une capacité ultime supérieure de 5 % à la charge appliquée de 45 KdaN.

L'abaque de l'annexe 4 ($\phi = 20 \text{ mm}$; $n = 2$; courbe en trait plein : E. 2.R.DC. pour une analyse à la rupture donne pour valeur exacte de la capacité de charge : 45,8 KdaN.

b/ Exemple 2 :

On veut dimensionner un couvre-joint d'âme devant assurer la continuité des sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} T = 40 \text{ KdaN} \\ M(\text{repris par l'âme}) = 8 \text{ KdaN} \end{cases}$$



Essayons la configuration d'une rangée de 4 boulons de $\phi = 20 \text{ mm}$ de part et d'autre de l'axe de symétrie. On remplace le moment M par l'excentricité équivalente : $e^* = \frac{8 \times 100}{40} = 20 \text{ cm}$

d'où :

$$C_2 = 1 - 0,0008 (20 + 3,3)$$

$$= 0,98$$

$$C_1 = \frac{R_{\text{max}}}{R_{\text{ad}}} = \frac{41,53}{9,03} = 4,6$$

Par application successive des équations (3.5') et (3.4'), on obtient en partant de la valeur $r_o = a/2 = 3,3$ cm :

$$\begin{cases} T = 10,24 \text{ KdaN} \\ r_o = 1,834 \text{ cm} \end{cases}$$

puis avec la nouvelle valeur de $r_o = 1,834$ cm :

$$\begin{cases} T = 9,94 \text{ KdaN} \\ r_o = 1,51 \text{ cm} \end{cases}$$

puis, à la 2ème itération :

$$\begin{cases} T = 9,82 \text{ KdaN} \\ r_o = 1,42 \text{ cm.} \end{cases}$$

On peut considérer que la 3ème itération est pratiquement la solution :

$$\begin{cases} T = 9,93 \text{ KdaN} \\ r_o = 1,45 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{aligned} F_{\text{rupture}} &= 0,98 \times 4,6 \times 9,93 \\ &= 44,6 \text{ KdaN} \end{aligned}$$

L'abaque de l'annexe 4 ($\phi = 20$ mm, $n = 2$, courbe en pointillés M.1.R.DC) correspondant à une analyse à la rupture, donne pour $M = 8$ daN m, une valeur de $F_{\text{rupture}} = 42$ KdaN.

CHAPITRE IV -

COMPORTEMENT JUSQU'À LA RUPTURE D'ASSEMBLAGES CONCENTRIQUES PAR BOULONS A HAUTE RESISTANCE

IV- 1 GENERALITES

Dans ce chapitre on étudie le comportement élasto-plastique des assemblages concentriques par boulons à haute résistance, c'est-à-dire d'assemblages sollicités par un effort situé dans un plan perpendiculaire aux axes des boulons et dirigé suivant l'alignement de ces mêmes boulons. L'étude, à la fois théorique et expérimentale, concerne plus précisément le domaine inélastique jusqu'à la rupture. Du point de vue théorique, une comparaison sera effectuée entre trois sortes d'analyse :

- un calcul conforme aux règlements C.M. 66 et aux directives de la Convention Européenne où l'on considère les plaques comme rigides et les boulons ne travaillant qu'au glissement par suite de la précontrainte due au serrage de ces boulons ;

- un calcul élastique intégrant la déformation des plaques et des boulons dans leurs domaines élastiques ;

- un calcul inélastique jusqu'à la rupture intégrant la déformation des plaques dans les domaines élastique et plastique à l'aide de lois de comportement globales obtenues expérimentalement. Les boulons subissent également par cisaillement une déformation transversale, de caractère essentiellement inélastique.

Cette étude s'applique d'une manière générale à tous les assemblages concentriques sollicités par un effort de cisaillement. Par exemple : les couvre-joints de semelles des sections de poutres ou de poteaux, les assemblages de continuité de poutres, les assemblages de barres de treillis... Il sera donné au paragraphe IV-2 une description plus détaillée de ces divers genres d'assemblages.

Dans ce qui suit, on précise avec leurs cadres d'hypothèses respectifs, les formulations mathématiques des trois analyses annoncées, en insistant sur certains aspects de résolution numérique. Quelques résultats d'expériences sur des couvre-joints de plaques ont permis de vérifier en grande partie la vraisemblance des hypothèses et les prévisions de l'analyse théorique à la rupture.

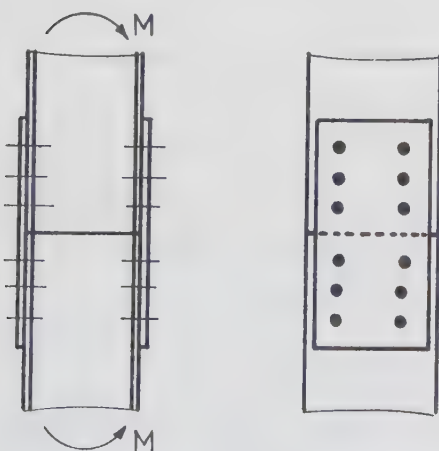
Finalement, le but fondamental de ce chapitre est de fournir une méthode de dimensionnement plus réaliste, permettant de connaître, pour des sollicitations données sur l'assemblage, le véritable coefficient de sécurité vis-à-vis de l'état de ruine.

IV-2 DOMAINE D'APPLICATION

L'étude qui suit peut s'appliquer à divers assemblages, à savoir :

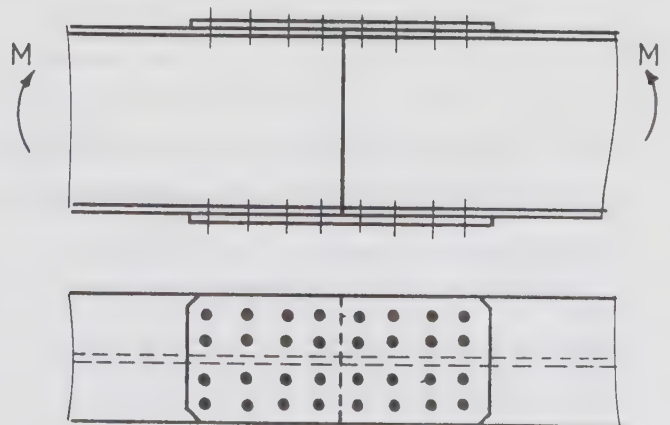
a/ Couvre-joints de sections de poutres et de poteaux

Dans ce type d'assemblage, on distingue le couvre-joint de l'âme et le couvre-joint des semelles. Le premier a fait l'objet de développements au chapitre III. Quant au couvre-joint des semelles (cf. fig. 61.a et 61.b), il peut être assimilé à un assemblage non excentrique, sollicité à un effort $\pm M/h$ (où M est le moment fléchissant et h la hauteur de section). Dans le cas d'un poteau, on admet (comme au chapitre III) que la transmission de l'effort normal s'effectue par contact des sections.



a) Poteau

Figure 61.a



b) Poutre

Figure 61.b

b/ Assemblages de poutre continue

La continuité du moment fléchissant M dans la poutre (A) au croisement avec la poutre (B) sera assurée si le couvre-joint de la semelle supérieure est dimensionné pour un effort de traction de valeur M/h . Dans certains cas, l'effort de compression des semelles inférieures est repris par contact avec l'âme de (B) ; (cf. fig. 61.c). On peut également réaliser un couvre-joint de semelle inférieure en découpant l'âme de (B) ; (cf. fig. 61.d).

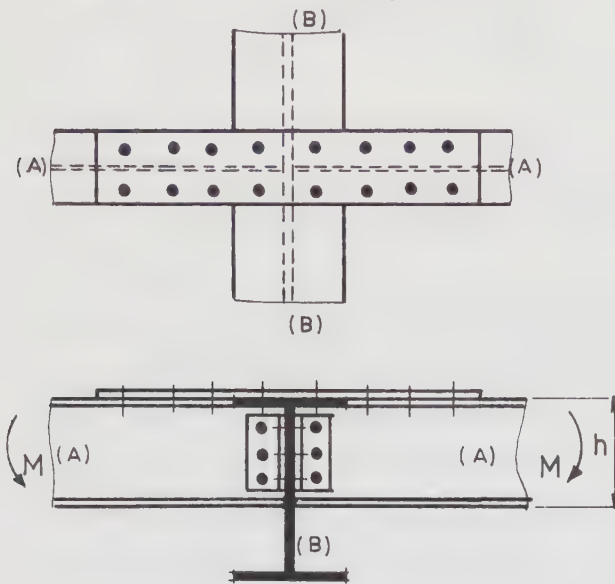


Figure 61.c



Figure 61.d

c/ Assemblages de barres de treillis

C'est le domaine d'application le plus direct, les barres d'un treillis étant sollicitées essentiellement à des efforts normaux. Dans les bâtiments industriels, l'assemblage est réalisé le plus souvent dans un seul plan, aussi bien pour les noeuds de treillis (cf. fig. 61.e) que pour des sections courantes de barres (cf. fig. 61.f). Dans certains ouvrages métalliques où les sollicitations sont relativement élevées, les assemblages peuvent être réalisés selon deux plans parallèles, à la manière de caissons (cf. fig. 61.g et 61.h).

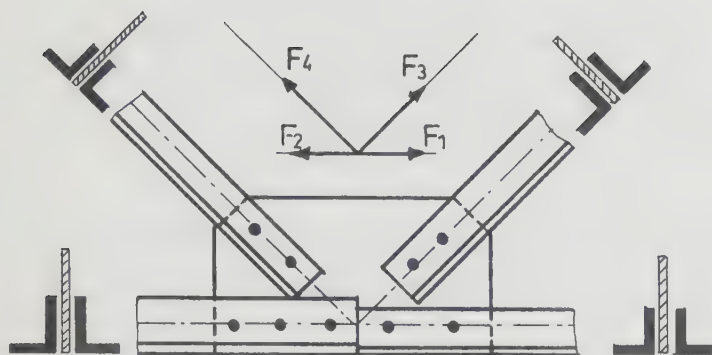


Figure 61.e

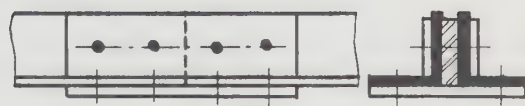


Figure 61.f

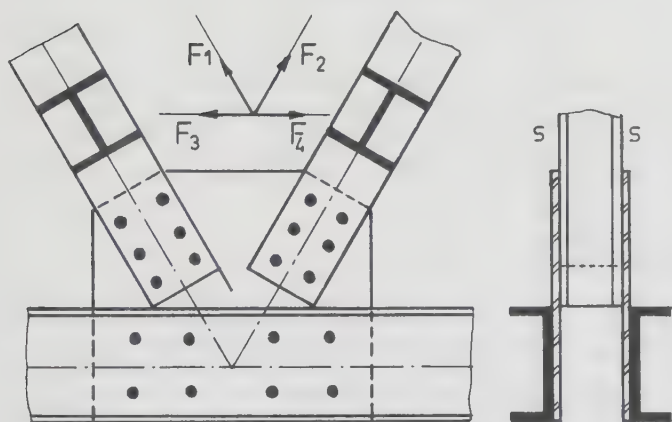


Figure 61.g

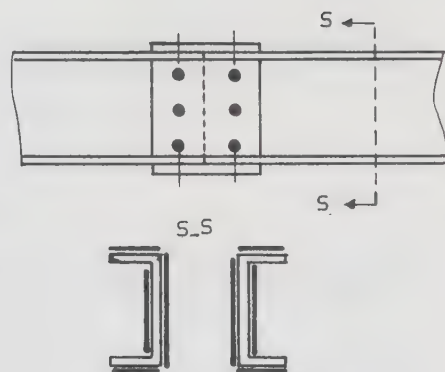


Figure 61.h

IV-3 RAPPELS SUR LA METHODE DE CALCUL ACTUELLE (C.M. 66)

IV-3-1 Hypothèses

- Les plaques assemblées sont rigides ;
- Les boulons précontraints par serrage, assurent la transmission de l'effort par frottement ; (le cisaillement des boulons n'est pas admis) ;
- La transmission de l'effort est uniformément répartie entre tous les boulons ;
- La capacité de service de l'assemblage correspond à une valeur de l'effort pour laquelle un début de glissement se produit entre plaques, ou pour laquelle la contrainte dans la section critique des plaques atteint la limite élastique de l'acier.

IV-3-2 Comportement des boulons

Les relations à appliquer dans cette méthode de calcul seront nécessairement les relations au glissement (2.1) et (2.2). En adoptant un coefficient de frottement $\phi = 0,45$, la résistance admissible à associer aux boulons de divers diamètres sera celle donnée par le tableau 2.7.

IV-3-3 Modèle de calcul

Soit N le nombre de files de boulons et soit m le nombre de rangées. La capacité d'assemblage (P) est donnée par la formule :

$$P = m N R_{ad} \quad \dots(4.1)$$

Cette formule est valable pour n paire ou impaire et pour un assemblage travaillant en simple ou en double cisaillement (cf. fig. 62)



Simple recouvrement



Double recouvrement

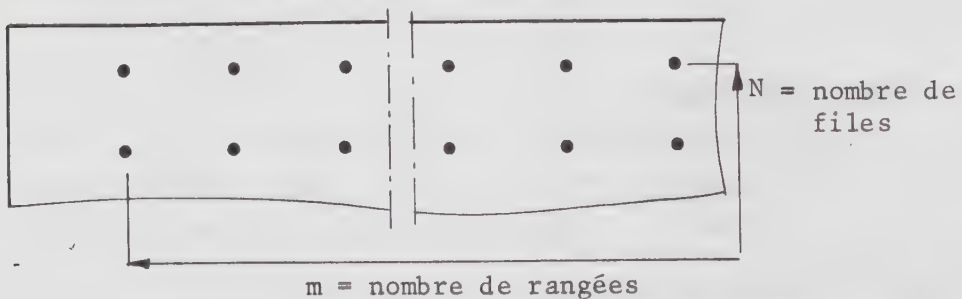


Figure 62

IV-4 ANALYSE INELASTIQUE A LA RUPTURE

IV-4-1 Hypothèses

- Les plaques assemblées subissent des déformations dans le sens de l'effort appliqué aussi bien dans le domaine élastique que dans

le domaine inélastique ;

- Les déformations transversales des boulons sont prises en considération ; (autrement dit, le cisaillement des boulons est autorisé).

- La capacité ultime de l'assemblage correspond à la rupture, soit d'un boulon par cisaillement, soit d'une plaque en traction;

- Au stade ultime, la répartition des efforts entre boulons et plaques, supposée statiquement admissible, résulte de l'application des équations de compatibilité en déformations des divers éléments.

IV-4-2 Loi de comportement d'un boulon à haute résistance en cisaillement

Dans le chapitre II, on a montré qu'il est toujours possible d'exprimer la relation "effort-déformation" d'un boulon à un stade quelconque de chargement par une relation du type (2.9)

Pour simplifier la formulation mathématique ultérieure, on écrira cette relation (2.9) sous la forme inverse :

$$\delta_i = f(R_i) \quad \dots(4.2)$$

IV-4-3 Loi de comportement des plaques

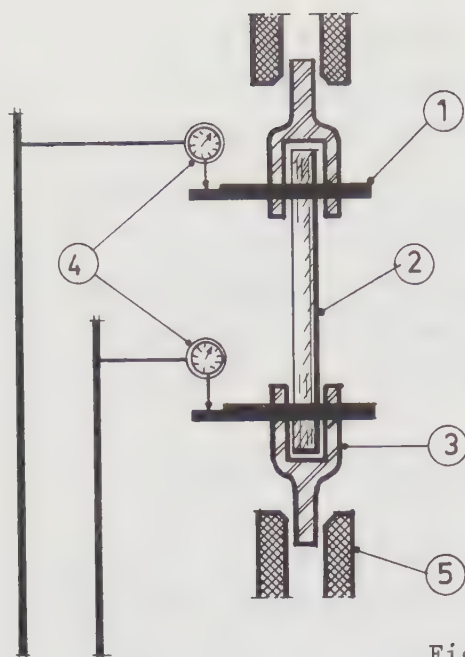
IV-4-3-1 Dispositif expérimental :

La loi de comportement des plaques a été mise en évidence par des essais sur des prototypes de forme rectangulaire, percés de trous de diamètres égaux à $d = (\phi + 2 \text{ mm})$, avec des écartements transversaux et longitudinaux variables selon le cas.

d = diamètre de trou percé ; ϕ = diamètre du boulon.

Il était nécessaire de concevoir un dispositif mécanique adapté, opérant la transmission des efforts à la manière de boulons qui seraient indéformables (afin d'éviter dans les mesures l'interaction des lois de comportement des plaques et des boulons).

Pour cela, la charge a été appliquée par des cylindres en alliage trempé et revenu à 450°, cylindres insérés dans des fourchettes d'acier traitées de la même façon (cf. fig. 63). Une machine de traction de 40 tonnes, fonctionnant à vitesse uniforme, a permis l'obtention des courbes "efforts-allongements" (P, e) jusqu'à la rupture, les allongements (e) de la distance entre centre de trous étant mesurés directement à l'aide de comparateurs.



- 1) Alliages cylindriques trempés et recuits
- 2) Plaque rectangulaire percée de 2 trous
- 3) Fourchettes en acier trempé
- 4) Compérateurs
- 5) Machoires de la machine en traction

Figure 63

IV-4-3-2 Résultats en domaine élastique

L'expérience a confirmé que la relation de proportionnalité entre l'allongement e_i et la charge P_i appliquée est :

$$e_i = \frac{\delta_\ell}{E S_b} P_i \quad \dots(4.3)$$

où E est le module d'Young, S_b la section brute de la plaque et δ_ℓ l'écartement longitudinal des trous de boulon.

Cette relation reste valable tant que $P_i \leq P_e$ avec

$$P_e = \sigma_e \cdot S_n \quad \dots(4.4)$$

où S_n est la section nette de la plaque .

Le coefficient de proportionnalité de la relation (4.3) se justifie dans la mesure où la répartition non uniforme des contraintes au voisinage des trous est un phénomène très localisé.

IV-4-3-3 Résultats en domaine inélastique

Pour obtenir une formulation mathématique caractérisant le comportement des plaques dans leur domaine inélastique, il fallait analyser les différents paramètres influençant ce comportement. Chacun des paramètres a été étudié à partir d'une série d'essais expérimentaux où le paramètre concerné était seul variable. Ces paramètres sont l'épaisseur des plaques, l'écartement longitudinal et l'écartement

transversal des boulons et le diamètre des trous. Les résultats expérimentaux sont les suivants :

a/ Influence de l'épaisseur (t) des plaques :

La proportionnalité entre l'épaisseur t et l'effort exercé P (pour un allongement donné) peut être considéré comme une hypothèse valable, comme l'ont confirmé deux séries d'essais effectués sur des plaques d'épaisseurs différentes : 6 et 8 mm (cf. fig. 64). Le graphe reliant les variations de $(\frac{\sigma_i - \sigma_e}{\sigma_r - \sigma_e})$ en fonction de $(e_i - e_e)$ est en effet unique, les autres paramètres étant fixés. On désigne par :

σ_i = la contrainte à un stade de chargement quelconque ;

σ_e = la limite élastique de l'acier des plaques ;

σ_r = la contrainte de rupture du même acier ;

e_i = l'allongement de la distance entre centres de trous à un stade de chargement quelconque ;

e_e = l'allongement de ces plaques à la limite élastique (cf. relation (4.3) avec $P_i = P_e$).

(On précise que les contraintes σ_i et σ_r sont rapportées à la section nette des plaques).

b/ Influence de l'écartement longitudinal (δ_l) :

On a observé que les prototypes de plaques percées de trous et testées jusqu'à la rupture, se plastifient d'une manière uniforme au droit de la section nette. Une plastification se présente également en bordure du trou, au contact avec le cylindre appliquant la charge, mais cette plastification reste locale. Les distances entre centres des trous variant, conformément aux règlements actuels, en 3d et 7d, et notant le caractère local de la zone plastifiée autour des trous, on peut prévoir que l'écartement longitudinal δ_l sera un paramètre peu influent sur la relation $[(\frac{\sigma_i - \sigma_e}{\sigma_r - \sigma_e}) ; (e_i - e_e)]$ de comportement inélastique. Cette prévision serait certainement en défaut si les trous percés étaient très rapprochés ou si le diamètre du trou était infiniment petit par rapport à l'écartement transversal δ_t ; en fait, ces deux situations ne se présentent jamais en pratique si l'on respecte les intervalles de dimensionnement fixés par les règlements.

Pour confirmer ces prévisions, une série d'essais a été entreprise en maintenant constants l'épaisseur (t) et l'écartement

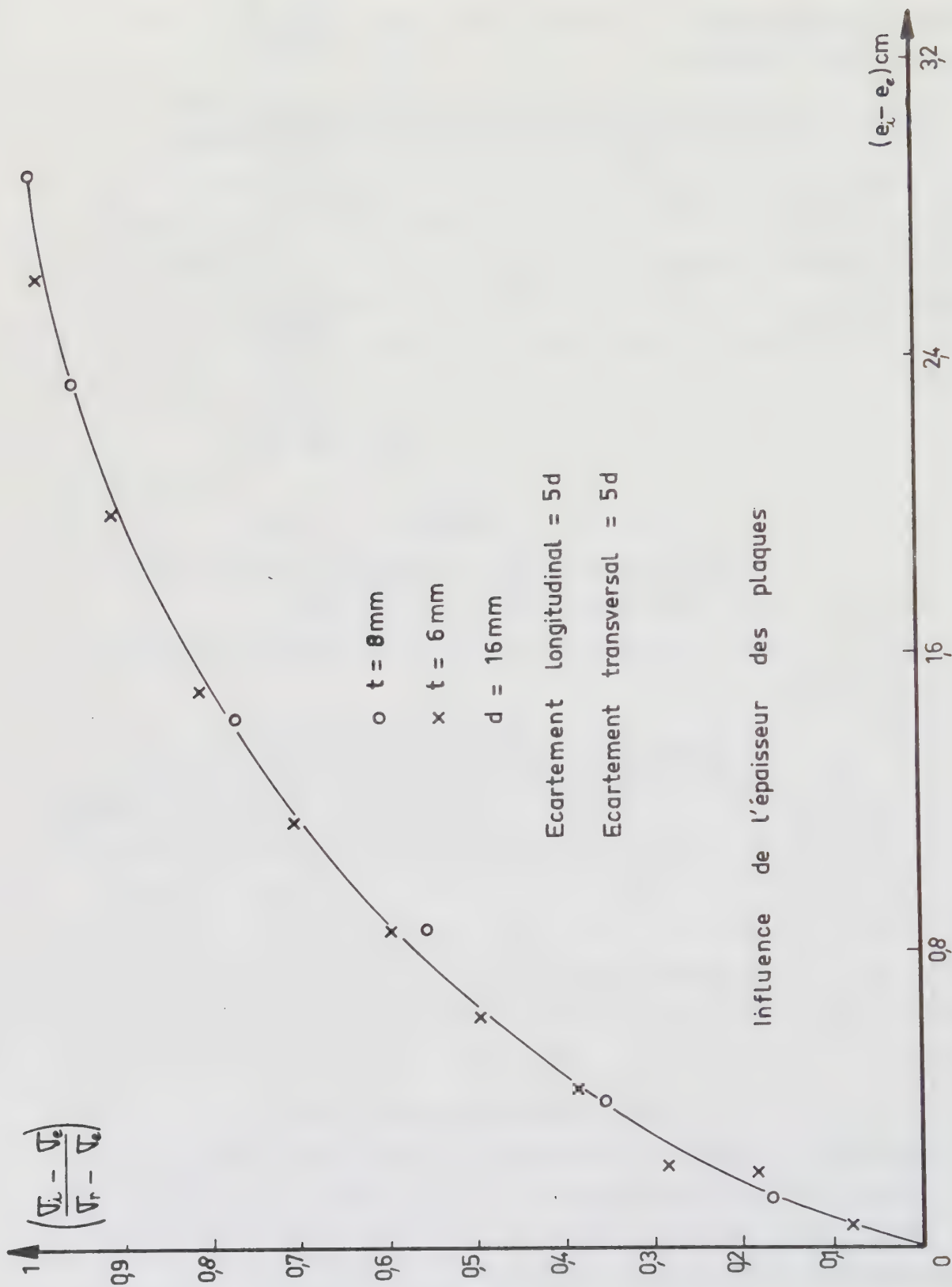


Fig. 64

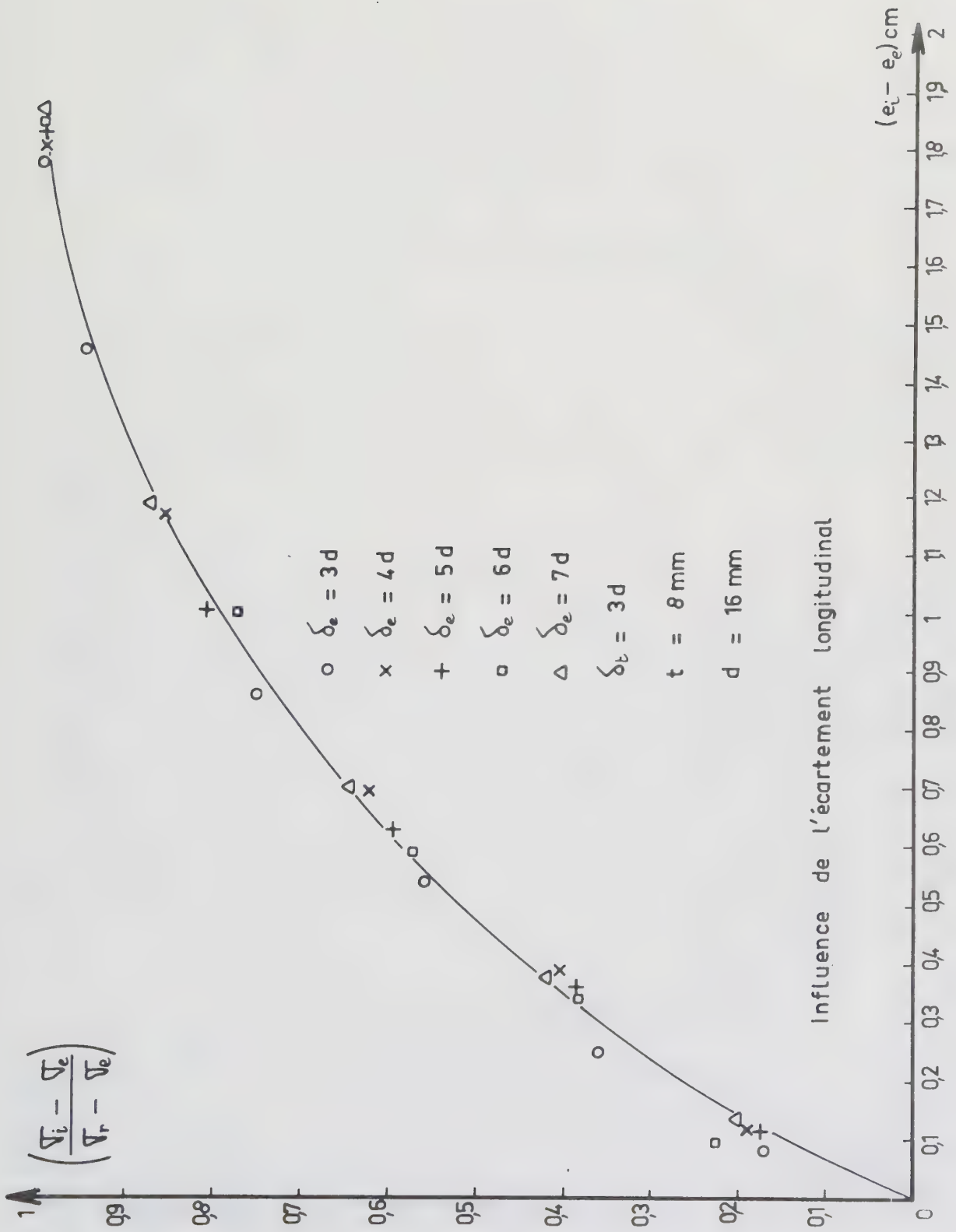


Fig. 65

transversal (δ_t) ; l'écartement longitudinal δ_l variant de 3d à 7d.

Une représentation toujours sous la forme $\left[\left(\frac{\sigma_i - \sigma_e}{\sigma_r - \sigma_e} \right), (e_i - e_e) \right]$ (cf. fig. 65) montre clairement que pour divers écartements longitudinaux les points expérimentaux se situent pratiquement sur une seule courbe, ce qui prouve que l'écartement longitudinal δ_l n'est pas un paramètre significatif dans la loi de comportement inélastique des plaques percées.

c/ Influence de l'écartement transversal (δ_t) :

Plusieurs essais ont été réalisés en fixant l'épaisseur et l'écartement longitudinal et en faisant varier l'écartement transversal δ_t . La représentation des résultats dans le diagramme $\left[\left(\frac{\sigma_i - \sigma_e}{\sigma_r - \sigma_e} \right), (e_i - e_e) \right]$ donne une famille de courbes (cf. fig. 66) paramétrée pour les différents écartements transversaux δ_t . Une fonction en tangente hyperbolique permet une représentation très satisfaisante de ces courbes ; on peut poser :

$$\frac{\sigma_i - \sigma_e}{\sigma_r - \sigma_e} = \text{th } \beta(e_i - e_e) \quad \dots (4.5)$$

où le coefficient β est fonction essentiellement de δ_t et des caractéristiques de l'acier de la plaque (pour une valeur d fixée).

Une représentation graphique de β en fonction du nombre adimensionnel $\left(\frac{\delta_t}{\delta_t - d} \right)^{3/2}$ montre (cf. fig. 67), une variation quasiment linéaire, ce qui permet de poser :

$$\beta = \left[\left(\frac{\delta_t}{\delta_t - d} \right)^{3/2} - C_1 \right] C_2 \quad \dots (4.6)$$

C_1 et C_2 étant deux constantes qui dépendent du type d'acier utilisé dans la fabrication des plaques. Ainsi, pour l'acier E 24 (et pour $d = 16\text{mm}$): $C_1 = 1,17$ et $C_2 = 1,56 \text{ cm}$.

d/ Influence des trous :

La plupart des essais précédents relatifs à des plaques percées à 16 mm ont été repris avec des plaques percées à 22 mm. Le faisceau de courbes en tangente hyperbolique obtenues pour $d = 22 \text{ mm}$ (cf. fig. 68) tend à montrer que les relations (4.5) et (4.6) sont toujours valables (cf. figure 67) ; autrement dit, les coefficients numériques C_1 et C_2 ne dépendent pratiquement pas du diamètre d des trous.

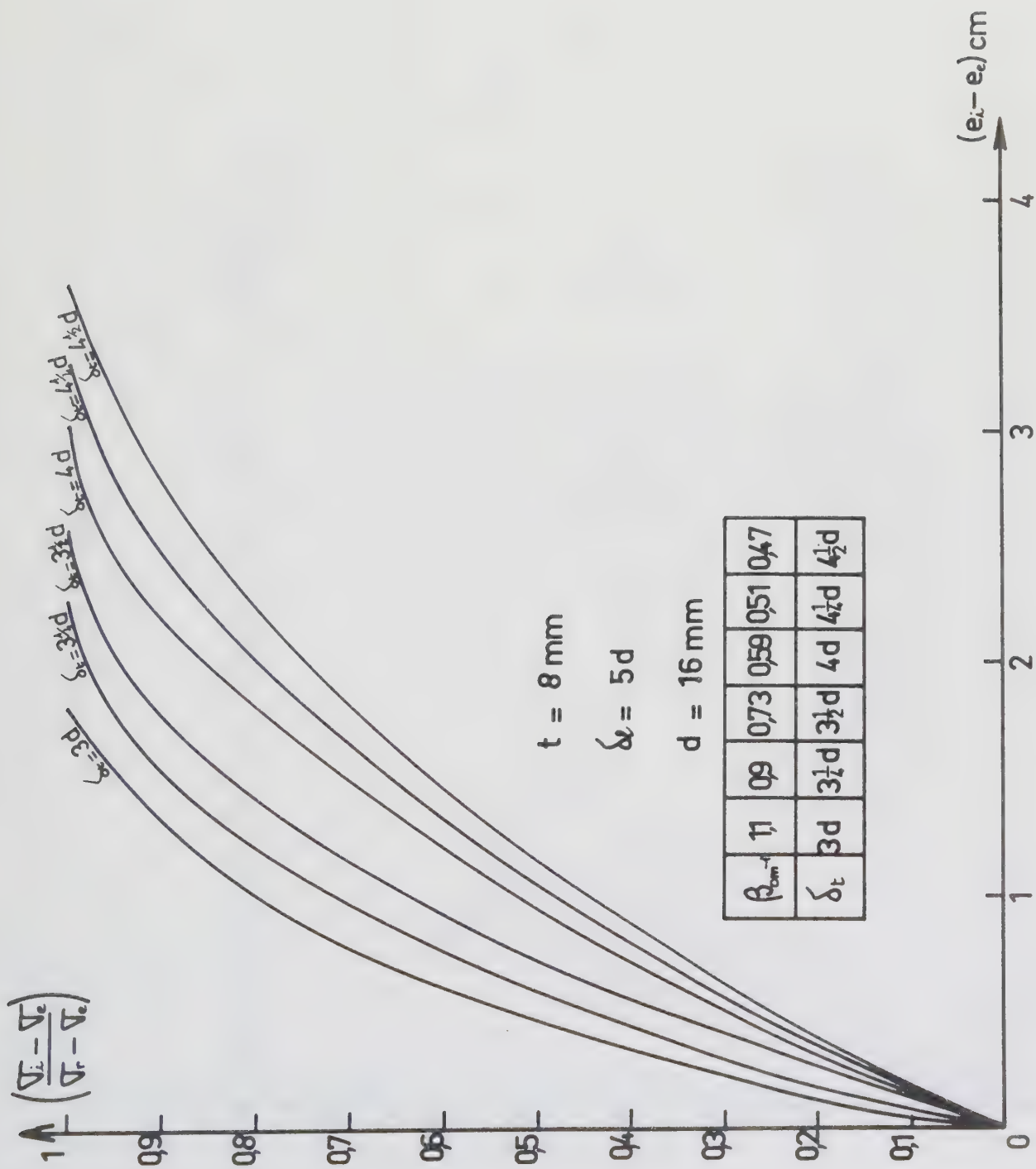


Fig. 66

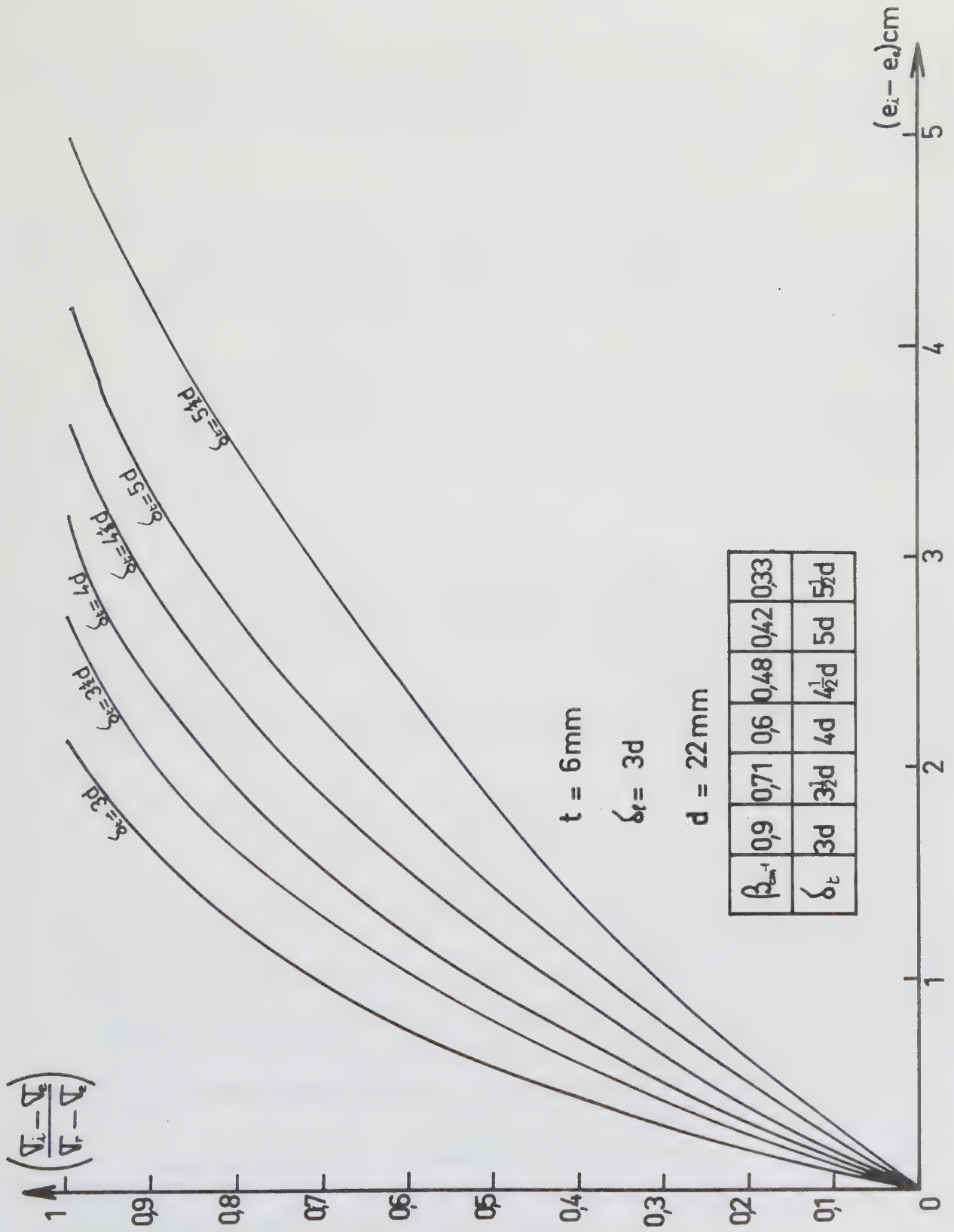


Fig. 68

e/ En conclusion de cette approche expérimentale, on propose comme loi de comportement des plaques percées dans le domaine inélastique, la formule empirique :

$$\left(\frac{\sigma_i - \sigma_e}{\sigma_r - \sigma_e} \right) = \text{th} \left\{ \left[\left(\frac{\delta_t}{\delta_t - d} \right)^{3/2} - C_1 \right] \cdot C_2 (e_i - e_e) \right\} \dots (4.7)$$

(Cette loi sera encore justifiée a posteriori par la vérification expérimentale des conséquences globales qu'elle entraîne sur les capacités de l'assemblage).

Pour simplifier la formulation mathématique qui suit, on rassemblera les relations de comportement inélastique (4.7) et élastique (4.3) sous l'écriture unique :

$$e_i = g(P_i) \dots (4.8)$$

IV-4-4 Modèle mathématique

On distingue entre le cas d'un simple recouvrement et celui d'un double recouvrement

IV-4-4-1 Cas d'un simple recouvrement (cf. fig. 69.a)

On désigne par :

i = l'indice d'un intervalle quelconque entre boulons ;

n = le nombre total d'intervalles complets pour un demi-recouvrement (compte-tenu de la symétrie) ;

δ_l, δ_t = les écartements longitudinal et transversal des boulons ;

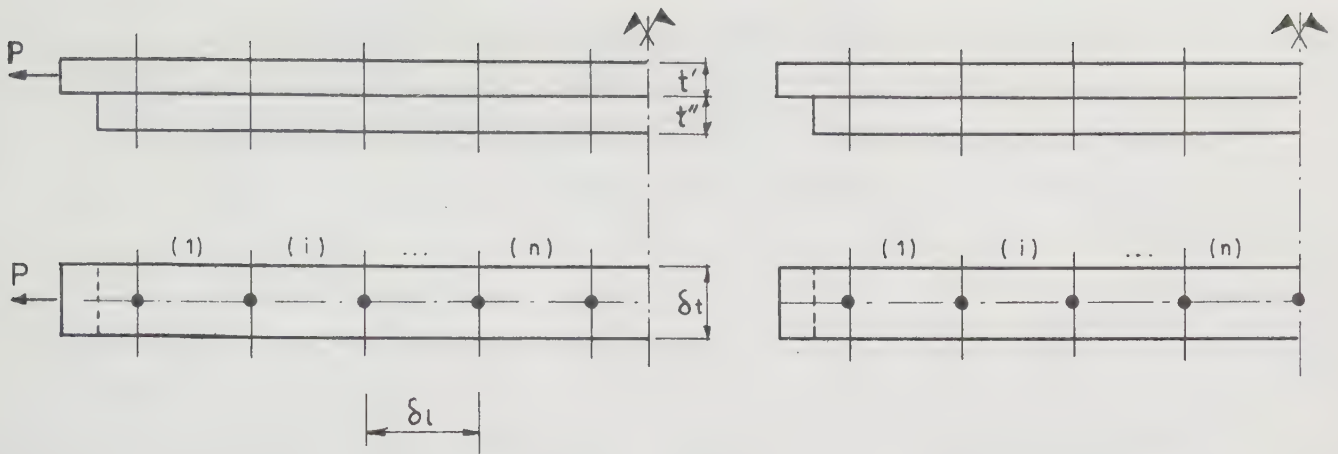
t', t'' = les épaisseurs des plaques supérieure et inférieure ;

e'_i, e''_i = les allongements d'un intervalle " i " des plaques supérieure et inférieure ;

P'_i, P''_i = les sollicitations des plaques supérieure et inférieure d'un intervalle " i " ;

R_i = l'effort de cisaillement du boulon situé entre les intervalles " $i-1$ " et " i " ;

P = l'effort appliqué à l'assemblage (par file de boulons).



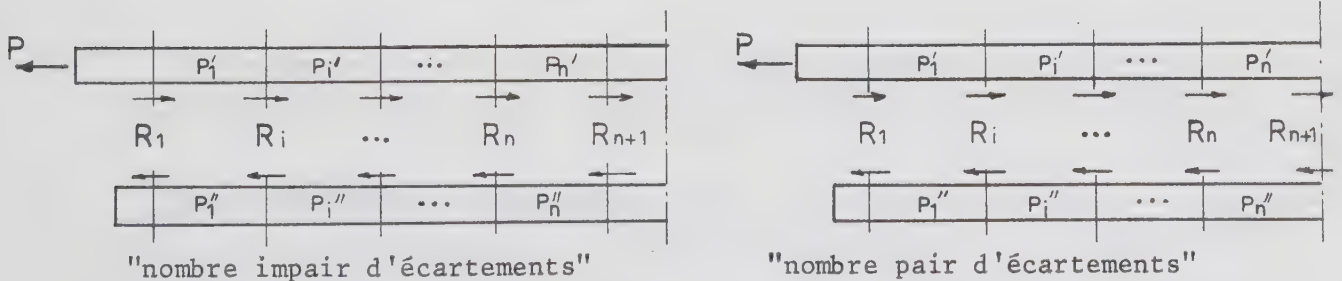
"nombre impair d'écarterements"

"nombre pair d'écarterements"

Figure 69.a

Dans les développements qui suivent, on suppose de manière implicite que les phénomènes se reproduisent identiquement par file de boulons ; on traitera donc uniquement le cas d'une seule file. Que le nombre total d'intervalles n soit pair ou impair, les sollicitations des plaques sont données par les expressions suivantes (cf. fig. 69.b) :

$$\left. \begin{aligned} P'_i &= P - \sum_{j=1}^{j=i} R_j \\ P''_i &= \sum_{j=1}^{j=i} R_j \end{aligned} \right\} \dots (4.9)$$



"nombre impair d'écarterements"

"nombre pair d'écarterements"

Figure 69.b

La répartition des efforts entre boulons et plaques en équilibre statique donne l'équation suivante :

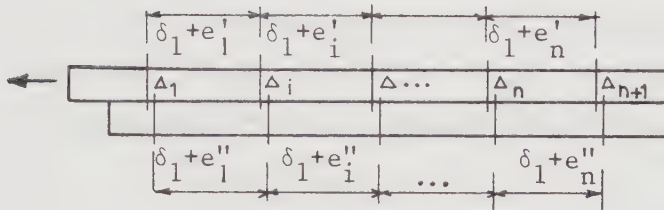
$$\left. \begin{aligned} P &= 2 \sum_{i=1}^{i=n+1} R_i && \text{si } n \text{ impair} \\ P &= 2 \sum_{i=1}^{i=n} R_i + R_{n+1} && \text{si } n \text{ pair} \end{aligned} \right\} \dots (4.10)$$

Les allongements des plaques et les déformations de cisaillement des boulons sont nécessairement liés par des équations de compatibilité géométrique ; on a pour intervalle "i" quelconque (cf. fig. 69.c) la relation de continuité :

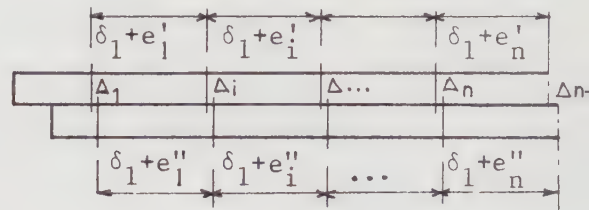
$$\delta_l + e'_i + \Delta_{i+1} = \delta_l + e''_i + \Delta_i,$$

soit :

$$e'_i + \Delta_{i+1} = e''_i + \Delta_i$$



nombre impair d'écartements



nombre pair d'écartements

Figure 69.c

Que n soit pair ou impair, il faudra donc satisfaire au système suivant d'équation de compatibilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} e'_1 + \Delta_2 = e''_1 + \Delta_1 \\ \hline e'_i + \Delta_{i+1} = e''_i + \Delta_i \\ \hline e'_n + \Delta_{n+1} = e''_n + \Delta_n \end{array} \right. \quad \dots (4.11)$$

Dans le cas où n est impair, l'équation de compatibilité relative à l'intervalle médian "n+1" est automatiquement satisfaite par raison de symétrie.

Avec les relations de comportement (4.2) et (4.8) des boulons et des plaques, le système (4.11) devient, compte-tenu des expressions (4.9) :

$$\left\{ \begin{array}{l} g(P - R_1) + f(R_2) = g(R_1) + f(R_1) \\ \hline g(P - \sum_{j=1}^{j=i} R_j) + f(R_{i+1}) = g(\sum_{j=1}^{j=i} R_j) + f(R_i) \\ \hline g(P - \sum_{j=1}^{j=n} R_j) + f(R_{n+1}) = g(\sum_{j=1}^{j=n} R_j) + f(R_n) \end{array} \right. \quad \dots (4.12)$$

Au total, on dispose de (n+1) équations, à savoir l'équation (4.10) et le système (4.12), pour déterminer les (n+1) efforts de cisaillement

de boulons, en supposant P fixé. En fait, pour déterminer la capacité ultime de l'assemblage, on devra chercher la valeur maximale de P conduisant à une distribution des efforts telle que :

$$\left. \begin{array}{l} \max P'_i \text{ et } P''_i = P_r \\ \text{ou} \\ \max R_i = R_{\max} \end{array} \right\} \dots (4.13)$$

P_r et $R_{\max}$ étant respectivement les charges de rupture de la plaque et du boulon.

Une fois ce problème résolu en efforts, il est évidemment possible de revenir aux déformations à l'aide des relations (4.2) et (4.8) de manière à distinguer les zones élastiques des zones plastiques dans les plaques.

IV-4-4-2 Cas d'un double recouvrement (cf. fig. 70)

L'équation (4.10) reste inchangée, le passage du système (4.11) au système (4.12) subissant quelques modifications du fait que la fonction f de comportement des boulons est celle en double cisaillement et que les sollicitations des plaques sont maintenant données par les expressions :

$$\left. \begin{array}{l} P'_i = \frac{1}{2} \left(P - \sum_{j=1}^{j=i} R_j \right) \\ P''_i = \sum_{j=1}^{j=i} R_j \end{array} \right\} \dots (4.14)$$

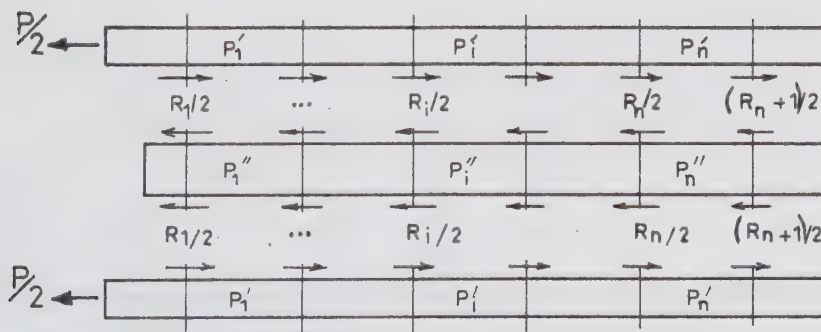


Figure 70

IV-5 ANALYSE ELASTIQUE c'est un cas particulier de l'analyse précédente IV.4

IV-5-1 Hypothèses

- Les plaques assemblées subissent des déformations dans le sens de l'effort appliqué mais seulement dans le domaine élastique.
- Les déformations transversales des boulons sont prises en considération mais seulement dans la partie de leur loi de comportement qui peut être considérée comme linéaire et élastique (autrement dit, un cisaillement partiel des boulons est admis dans cette analyse).
- La capacité de l'assemblage correspond à l'atteinte de la limite élastique soit d'un boulon cisailé en partie, soit d'une plaque sollicitée en traction simple.
- Au stade limite, la répartition des efforts entre boulons et plaques, supposée statiquement admissible, résulte de l'application des équations de compatibilité en déformations des divers éléments.

IV-5-2 Loi de comportement d'un boulon à haute résistance partiellement cisailé

Cette analyse n'a de sens qu'à partir de l'instant où il y a contact des boulons avec les bords des trous, les déformations des boulons restant dans le domaine de réversibilité. En admettant que la partie linéaire de la loi de comportement des boulons du paragraphe IV-4-2 correspond au domaine élastique, on peut définir pour les différents diamètres de boulons les limites d'élasticité suivantes en résistance et en déformation transversale :

ϕ (mm)	Simple cisaillement		Double cisaillement	
	R_e (K.daN)	Δ_e (mm)	R_e (K.daN)	Δ_e (mm)
14	3,88	0,93	10,38	0,63
20	9,87	0,94	19,84	1,32
22	11,75	1,01	21,47	1,43

cf. Annexe 5
pour la détermination des
valeurs du
tableau

Le comportement des boulons sera donc traduit, par la relation linéaire :

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{R_i}{R_e} \quad \dots (4.15)$$

IV-5-3 Loi de comportement des plaques

Comme on ne tient compte des déformations de plaques que dans le domaine élastique, la relation (4.3) sera seule utilisée.

IV-5-4 Modèle mathématique

La formulation mathématique de l'analyse inélastique à la rupture est toujours valable ici à condition de prendre les relations (4.3) et (4.15) pour lois de comportement.

Les équations de (4.9) à (4.14) sont toujours applicables avec la différence toutefois que où la capacité de l'assemblage P est maintenant définie (au lieu de 4.13) par :

$$\left. \begin{array}{l} \max \{P'_i \text{ et } P''_i\} = P_e \\ \text{ou} \\ \max \{R_i\} = R_e \end{array} \right\} \dots (4.16)$$

IV-6 RESOLUTION NUMERIQUE

IV-6-1 Principe de résolution

Il est basé sur la remarque suivante : si l'on se fixe une valeur R_1 de l'effort du premier boulon, il est possible par un processus d'approximations successives, à partir du système [(4.10), (4.12)] de déterminer la valeur correspondante de P. En effet, si $P^{(k)}$ est l'estimation de P à l'ordre k, la première équation de (4.12) donne :

$$f(R_2^{(k)}) = g(R_1) + f(R_1) - g(P^{(k)} - R_1) ; \text{ d'où } R_2^{(k)}$$

La deuxième équation de (4.12) donne à son tour :

$$f(R_3^{(k)}) = g(R_1 + R_2^{(k)}) + f(R_2^{(k)}) - g(P^{(k)} - R_1 - R_2^{(k)}) ;$$

d'où $R_3^{(k)}$.

Et ainsi de suite....., jusqu'à $R_{n+1}^{(k)}$.

L'équation (4.10) fournit alors une nouvelle valeur $P^{*(k)}$ de $P^{(k)}$; par exemple, si n est impair :

$$P^{*(k)} = 2 \sum_{i=1}^{i=n+1} R_i^{(k)}$$

Si $P^{*(k)} = P^{(k)}$, le système $[(4.10), (4.12)]$ est résolu ; sinon, on opère sur $P^{(k)}$ un petit accroissement (algébrique) $\Delta P^{(k)}$, la nouvelle estimation de P à l'ordre $(k+1)$ devenant :

$$P^{(k+1)} = P^{(k)} + \Delta P^{(k)}$$

Il sera étudié plus loin le signe à donner à $\Delta P^{(k)}$ pour que la méthode converge ; (cf. IV-6-2).

Comme valeur initiale $P^{(0)}$, il est tout indiqué d'adopter la valeur de P donnée par l'analyse C.M. 66 (cf. relation 4.1) nécessairement inférieure à celle de l'analyse inélastique dans la mesure où $R_1 > R_{ad}$

En fait le vrai problème consistant à résoudre (4.10), (4.12) et (4.13), on devra également faire progresser la valeur de R_1 sous la forme :

$$R_1^{(k+1)} = R_1^{(k)} + \Delta R_1^{(k)}$$

jusqu'à ce que l'une des conditions (4.13) soit satisfaite pour une analyse inélastique ou l'une des conditions (4.16) pour l'analyse élastique. On prendra comme valeur initiale : $R_1^{(0)} = R_{ad}$

La figure (71) précise l'organigramme du calcul. Le programme correspondant, écrit en langage Fortran IV, est donné à l'annexe VI.

IV-6-2 Convergence de la méthode

L'objet de ce paragraphe est de définir le signe de $P^{(k)}$. On va justifier la règle suivante :

"si $P^{*(k)} > P^{(k)}$, alors $\Delta P^{(k)}$ doit être positif ; dans le cas contraire, $\Delta P^{(k)}$ doit être négatif ."

Soit $(P, R_2, R_3, \dots, R_{n+1})$ la solution exacte du système $[(4.10), (4.12)]$ correspondant à une valeur R_1 fixée, et supposons $P^{(k)} > P$. Le système (4.12) considéré successivement pour la solution P et la valeur $P^{(k)}$ donne par différence

ORGANIGRAMME de CALCUL D'ASSEMBLAGES
CONCENTRIQUES

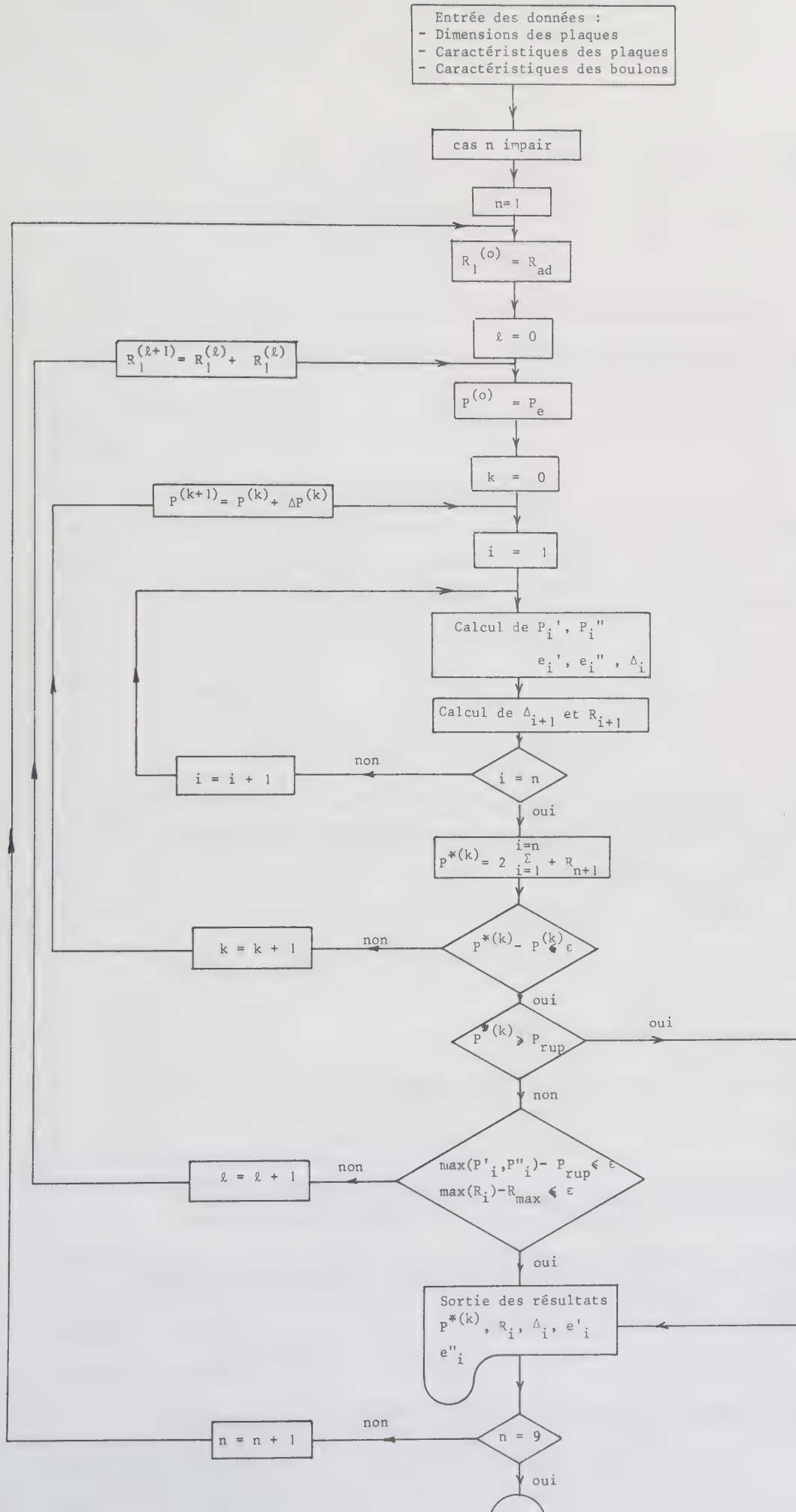


Figure 71

$$\begin{aligned}
 & \left[f(R_2) - f(R_2^{(k)}) \right] = g(P^{(k)} - R_1) - g(P - R_1) \\
 & \left[f(R_3) - f(R_3^{(k)}) \right] = \left[f(R_2) - f(R_2^{(k)}) \right] + \left[g(R_1 + R_2) - g(R_1 + R_2^{(k)}) \right] \\
 & \quad + \left[g(P^{(k)} - R_1 - R_2^{(k)}) - g(P - R_1 - R_2) \right] \\
 & \hline
 (4.12') \quad \left[f(R_{i+1}) - f(R_{i+1}^{(k)}) \right] = \left[f(R_i) - f(R_i^{(k)}) \right] + \left[g(R_1 + R_2 + \dots + R_i) \right. \\
 & \quad \left. - g(R_1 + R_2^{(k)} + \dots + R_i^{(k)}) \right] + \left[g(P^{(k)} - R_1 - R_2^{(k)} - \dots - R_i^{(k)}) \right. \\
 & \quad \left. - g(P - R_1 - R_2 - \dots - R_i) \right] \\
 & \hline
 & \left[f(R_{n+1}) - f(R_{n+1}^{(k)}) \right] = \left[f(R_n) - f(R_n^{(k)}) \right] + \left[g(R_1 + R_2 + \dots + R_n) \right. \\
 & \quad \left. - g(R_1 + R_2^{(k)} + \dots + R_n^{(k)}) \right] + \left[g(P^{(k)} - R_1 - R_2 - \dots - R_n^{(k)}) \right. \\
 & \quad \left. - g(P - R_1 - R_2 - \dots - R_n) \right]
 \end{aligned}$$

Les fonctions f et g qui traduisent les lois de comportement des boulons et plaques, sont des fonctions croissantes des variables. On peut alors tirer les conclusions suivantes :

- par hypothèse, $P^{(k)} - R_1 > P - R_1$; donc $g(P^{(k)} - R_1) > g(P - R_1)$

La première relation de (4.12') entraîne : $f(R_2) > f(R_2^{(k)})$, d'où $R_2 > R_2^{(k)}$.

Utilisant ce dernier résultat, on a :

$$[f(R_2) - f(R_2^{(k)})] > 0, [g(R_1 + R_2) - g(R_1 + R_2^{(k)})] > 0,$$

$$[g(P^{(k)} - R_1 - R_2^{(k)}) - g(P - R_1 - R_2)] > 0 ;$$

La deuxième relation de (4.12') entraîne : $f(R_3) > f(R_3^{(k)})$, d'où $R_3 > R_3^{(k)}$.

- Le même raisonnement peut être poursuivi sur toutes les relations du système (4.12'). On a donc au total :

$$R_i > R_i^{(k)} \quad \text{pour } i = 2, 3, \dots, (n+1)$$

De l'équation d'équilibre (4.10), il résulte que :

$$P^{*(k)} < P$$

On obtiendrait le résultat inverse en supposant au départ $P^{(k)} < P$.

Dans les deux cas, la solution exacte P est encadrée par les valeurs $P^{(k)}$ et $P^{*(k)}$; (cf. fig. 72). Lorsque $P^{*(k)} > P^{(k)}$, on se rapprochera donc de la solution exacte P en donnant à $P^{(k)}$ un accroissement $\Delta P^{(k)}$ positif ; et vice-versa.

Il y a lieu de préciser qu'au voisinage de la solution, repérée par le changement de signe de $\Delta P^{(k)}$, le programme de calcul subdivise automatiquement le pas d'accroissement de manière à éviter un cyclage et à obtenir la solution avec toute la précision voulue.

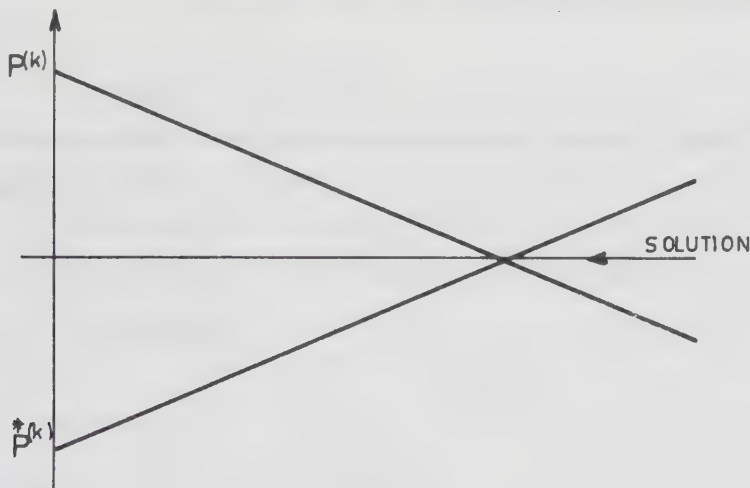


Figure 72

IV-7 EXAMEN DES RESULTATS THEORIQUES

Les résultats numériques seront illustrés ici sur deux cas de boulons H.R. 8.8 de diamètres 14 et 20 mm, le premier diamètre ayant d'ailleurs fait l'objet de vérifications expérimentales ; les conclusions générales proposées plus loin, sont en fait relatives à la gamme des diamètres compris entre 14 et 30 mm.

IV-7-1 Variation de la capacité ultime de l'assemblage en fonction du nombre de boulons et de la rigidité des plaques

La figure 73 donne 7 graphes de variation de P ultime en fonction du nombre total n' de boulons, chaque graphe correspondant à

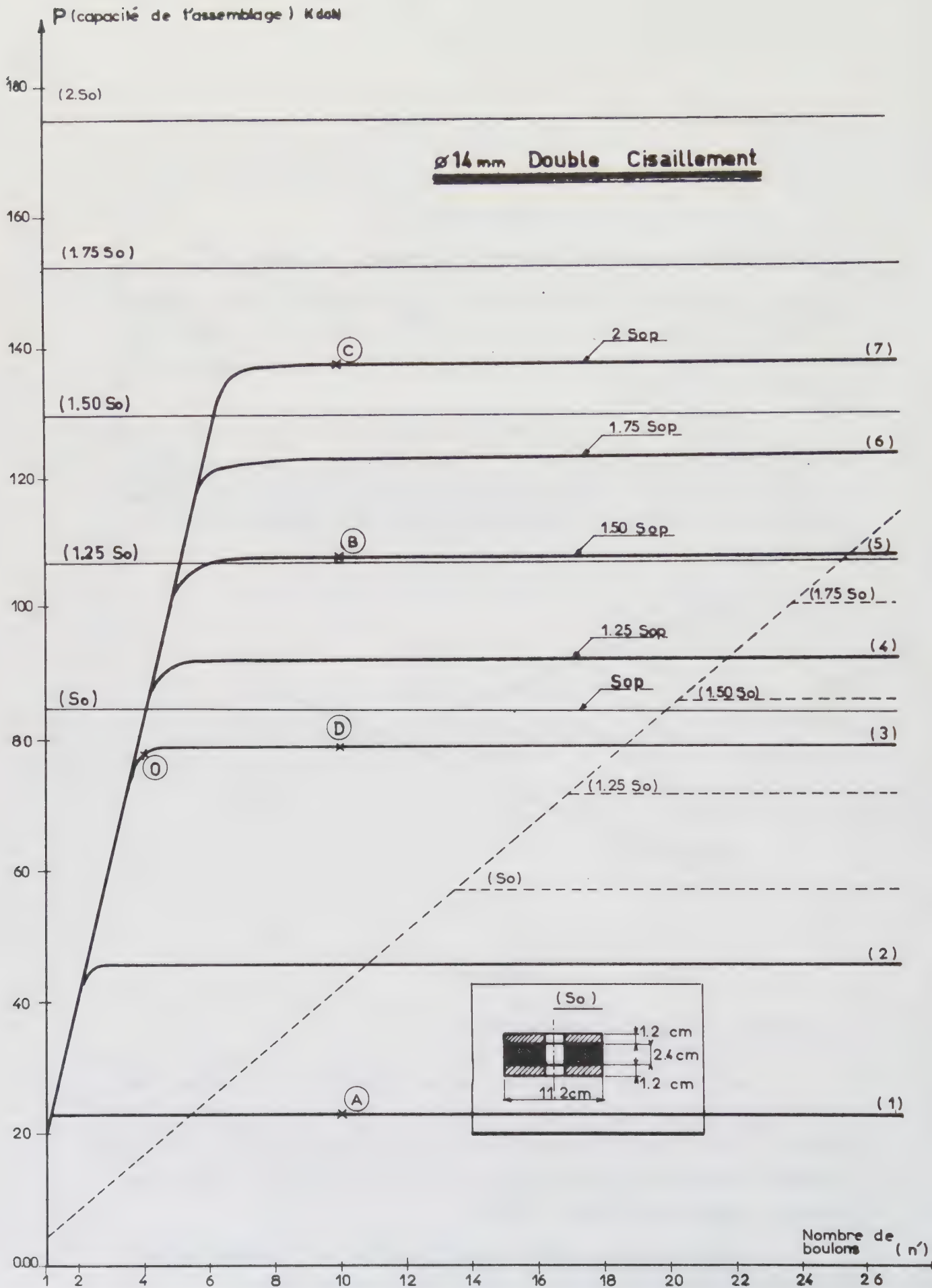


Fig. 73

une valeur différente de la rigidité S des plaques ; (ici, la variation de S correspondra à celle de l'épaisseur totale des plaques assemblées en double recouvrement. Le graphe (1) montre le cas d'une rupture uniquement par plaques, le graphe (2) celui d'une rupture essentiellement par plaques ($n' > 2$) ; par contre, les graphes (3), (4), (5), (6) et (7) correspondent à des cas de rupture uniquement par boulons, ces graphes présentant rapidement un palier horizontal, situé en dessous de la charge de rupture des plaques. En quelque sorte, la rigidité S_{op} du cas (3) apparaît comme optimale dans la mesure où se confondent pratiquement rupture par plaques et rupture par boulons. Vu que l'augmentation du nombre total de boulons au delà de certaines valeurs ne se traduit pas par un gain appréciable sur la capacité ultime, on peut considérer à juste titre que le point $n'=4$ du graphe (3) (point 0) correspond au dimensionnement optimal aussi bien d'un point de vue "boulons" que d'un point de vue "plaques".

Il est possible de comparer sur la même figure les valeurs de P ultime avec celles de P données par le calcul du règlement C.M. 66 ; (graphe en pointillés). Par exemple pour le dimensionnement optimal défini précédemment, le rapport de P ultime par $P_{C.M. 66}$ est de 4,7. Ce rapport reste supérieur à la valeur 1,40 dans le cas de rigidité optimale, aussi élevé que soit le nombre de boulons. Pour les autres valeurs de S , le tableau ci-après donne l'évolution des valeurs extrêmes de ce rapport en adoptant pour chaque cas, le nombre de boulons le plus économique.

S	$n'_{optimal}$	$P_{rupture}/P_{C.M. 66}$ borne supérieure	$P_{rupture}/P_{C.M. 66}$ borne inférieure
S_{op}	4	4,7	1,40
1.25 S_{op}	5	4,7	1,29
1.50 S_{op}	6	4,7	1,26
1.75 S_{op}	7	4,7	1,23
2.00 S_{op}	8	4,7	1,21

Dans l'optique du calcul limité où boulons et plaques ne peuvent se déformer qu'élastiquement, le cas optimal précédemment défini a été également traité. Le rapport ($P_{\text{limite}} / P_{\text{élastique}}$) a été trouvé égal à 2 ; ce rapport reste supérieur à 1.40 pour ce cas de rigidité optimal aussi élevé que soit le nombre total n' de boulons (cf. fig. 74 bis).

Des résultats analogues peuvent être constatés à la figure 74 qui traite du cas d'un diamètre de boulon de 20 mm.

IV-7-2 Répartition des efforts de cisaillement des boulons à la rupture

La figure 75, relative au cas S_{op} (pour $\phi = 14\text{mm}$), donne en pourcentage de R_{max} les taux de travail des divers boulons lors de la rupture, pour des valeurs du nombre total n' de boulons variant de 1 à 12. On remarque qu'au-dessus de $n'=4$, les boulons des extrémités encaissent la quasi-totalité de la charge ultime, les boulons du centre ayant tendance à être inefficaces. Ce fait explique l'allure avec asymptôte horizontale des graphes (P, n') de la figure 73.

IV-7-3 Influence de la rigidité des plaques sur le taux de travail moyen des boulons

La figure 76 montre que pour un nombre fixé n' de boulons, le taux de travail moyen de ces boulons s'améliore avec l'augmentation de la rigidité des plaques. Cette amélioration est d'autant plus rapide que n' est plus petit.

IV-7-4 Influence sur P ultime de la variation de l'écartement longitudinal δ_l

Les résultats présentés à la figure 73 ont été calculés dans le cas $\delta_l = 3d$. En fait, l'influence de l'écartement longitudinal est absolument négligeable ; on peut s'en rendre compte à la figure 77 qui donne l'écart relatif de la capacité de l'assemblage lorsque δ_l passe de $3d$ à $7d$, pour divers valeurs de n' .

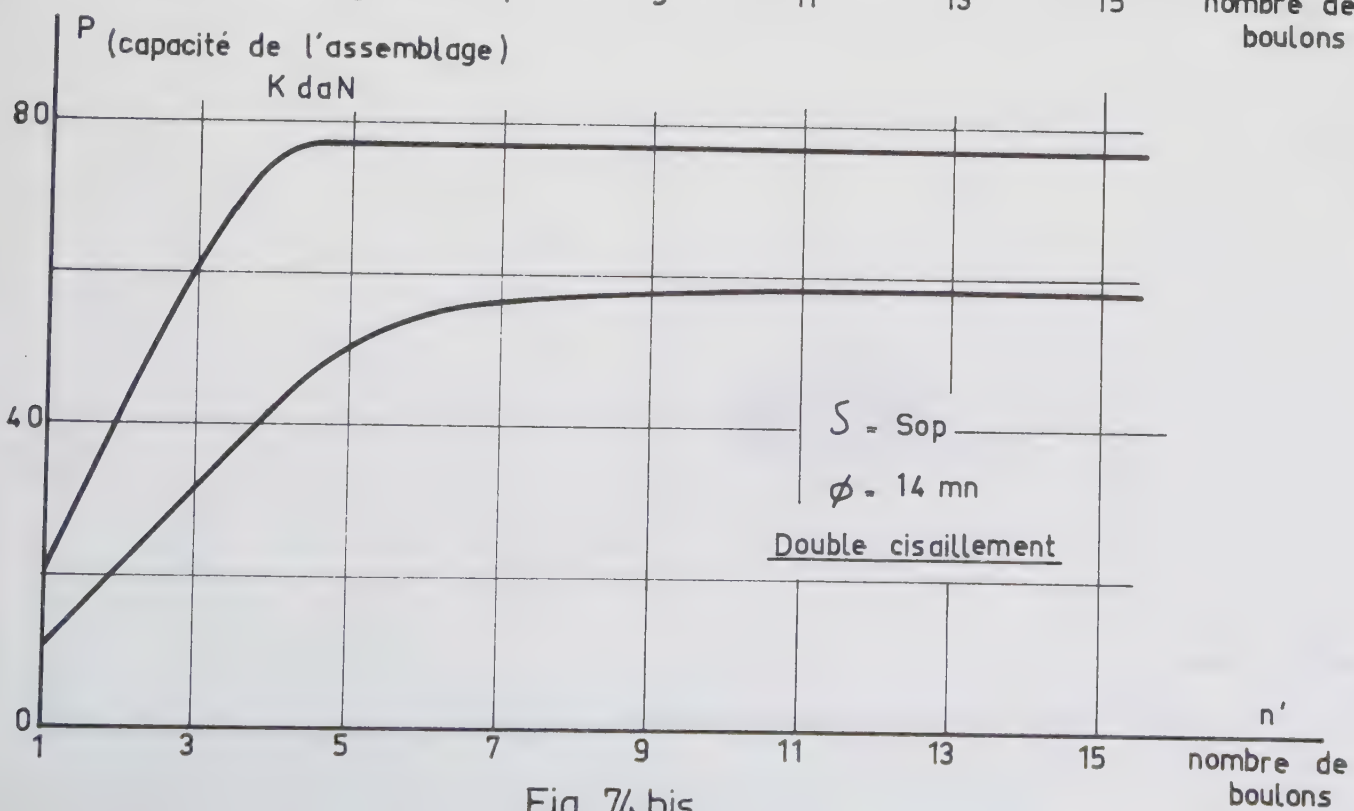
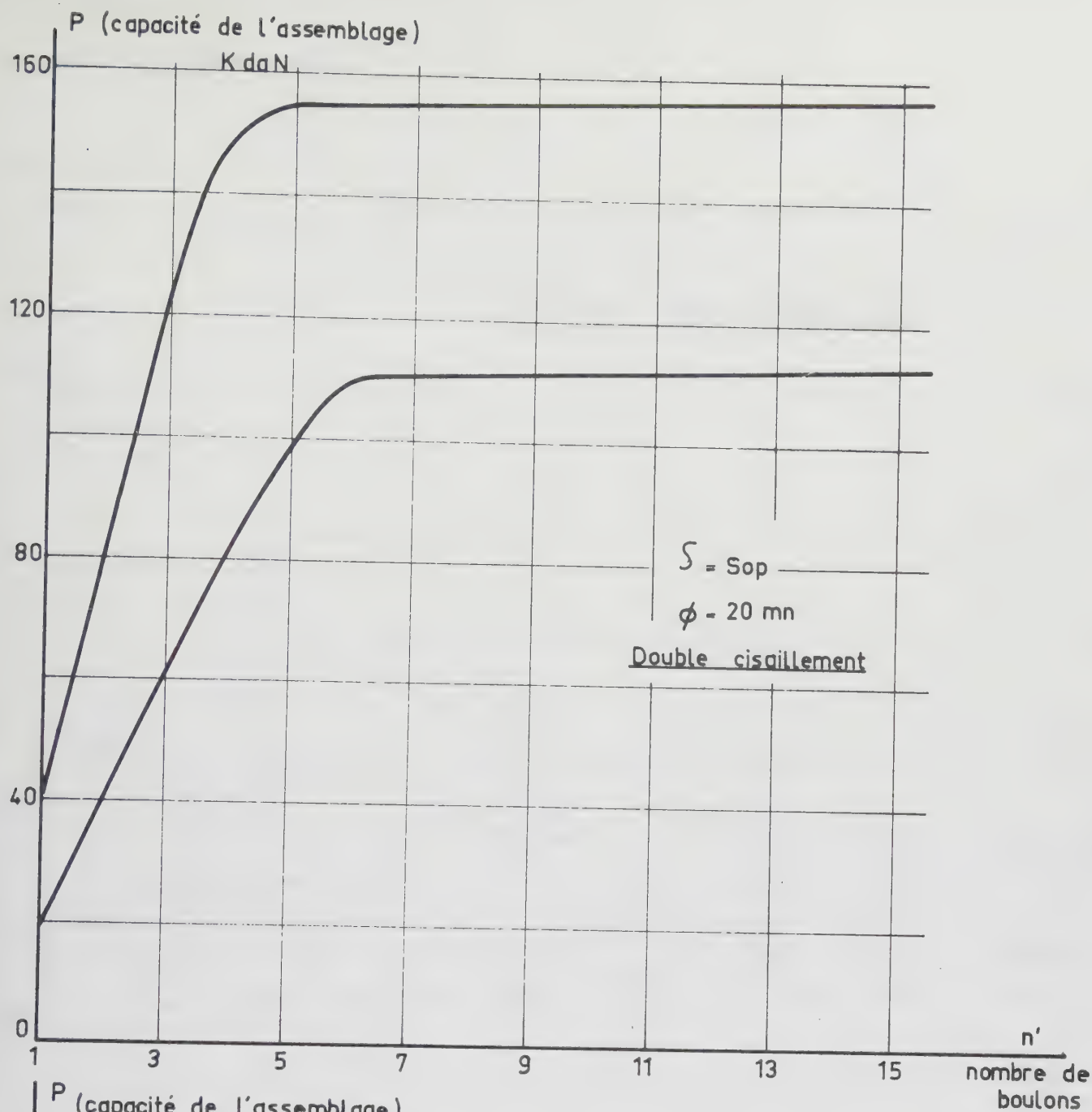


Fig 74 bis

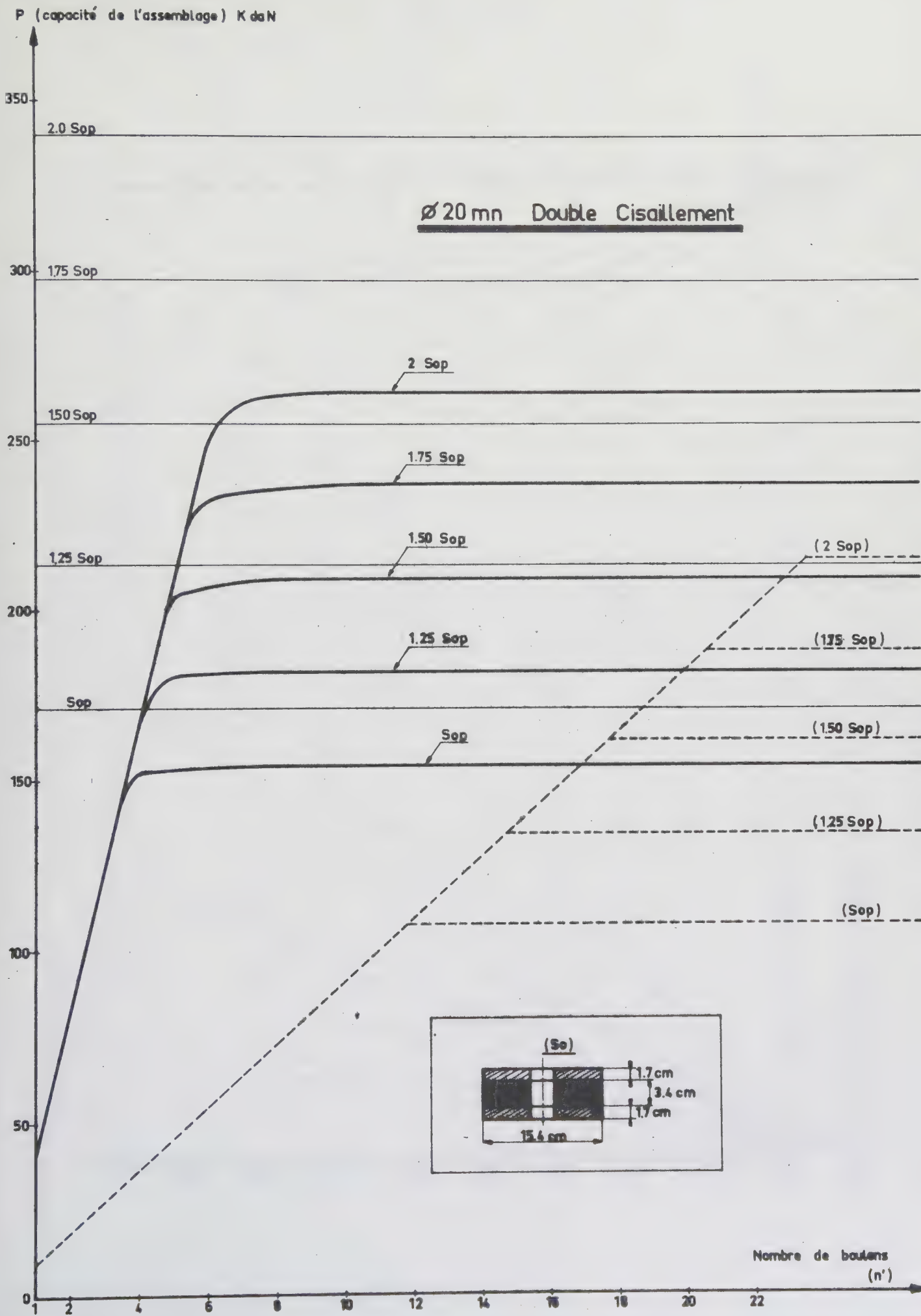


Fig. 74

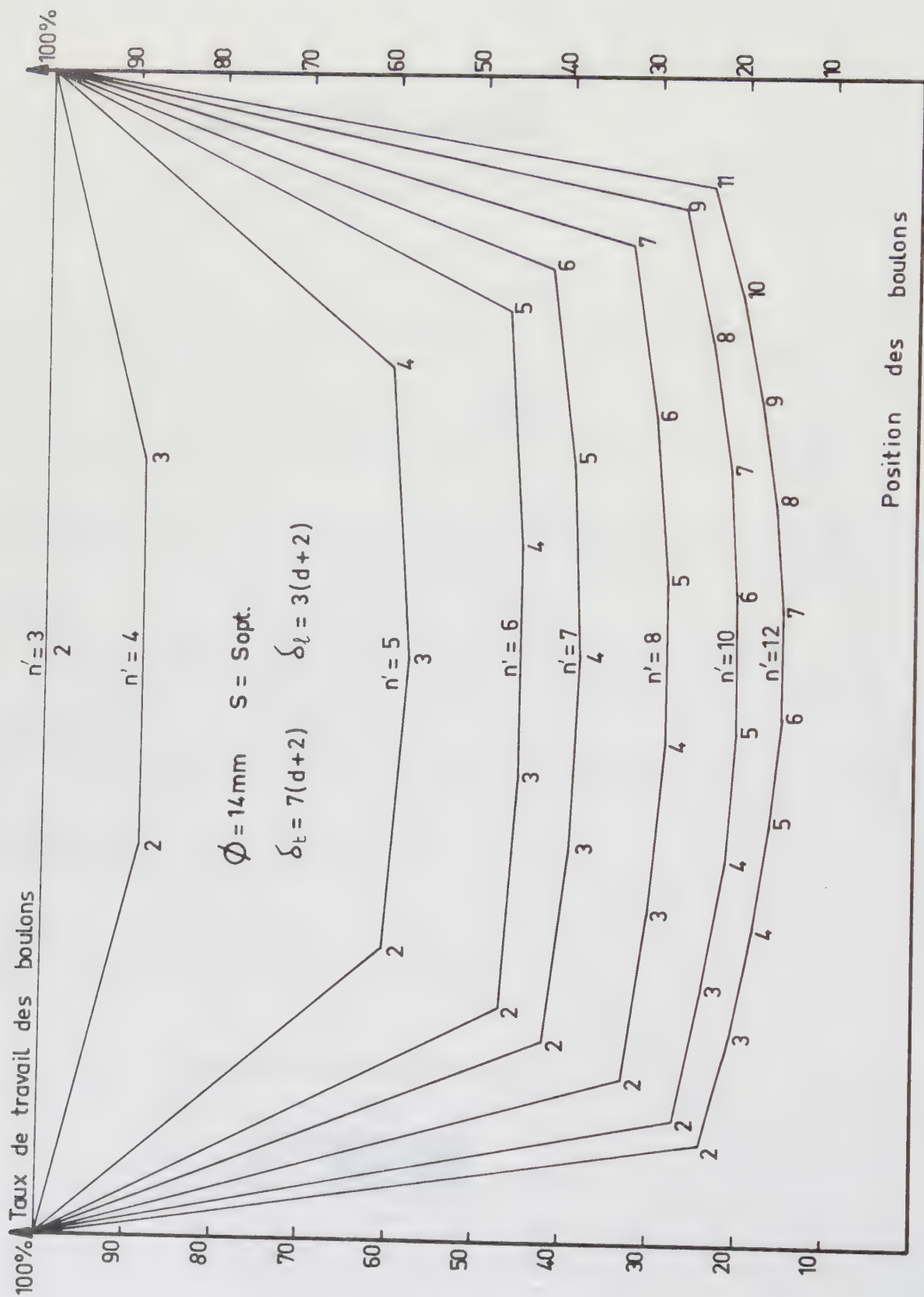


Fig. 75

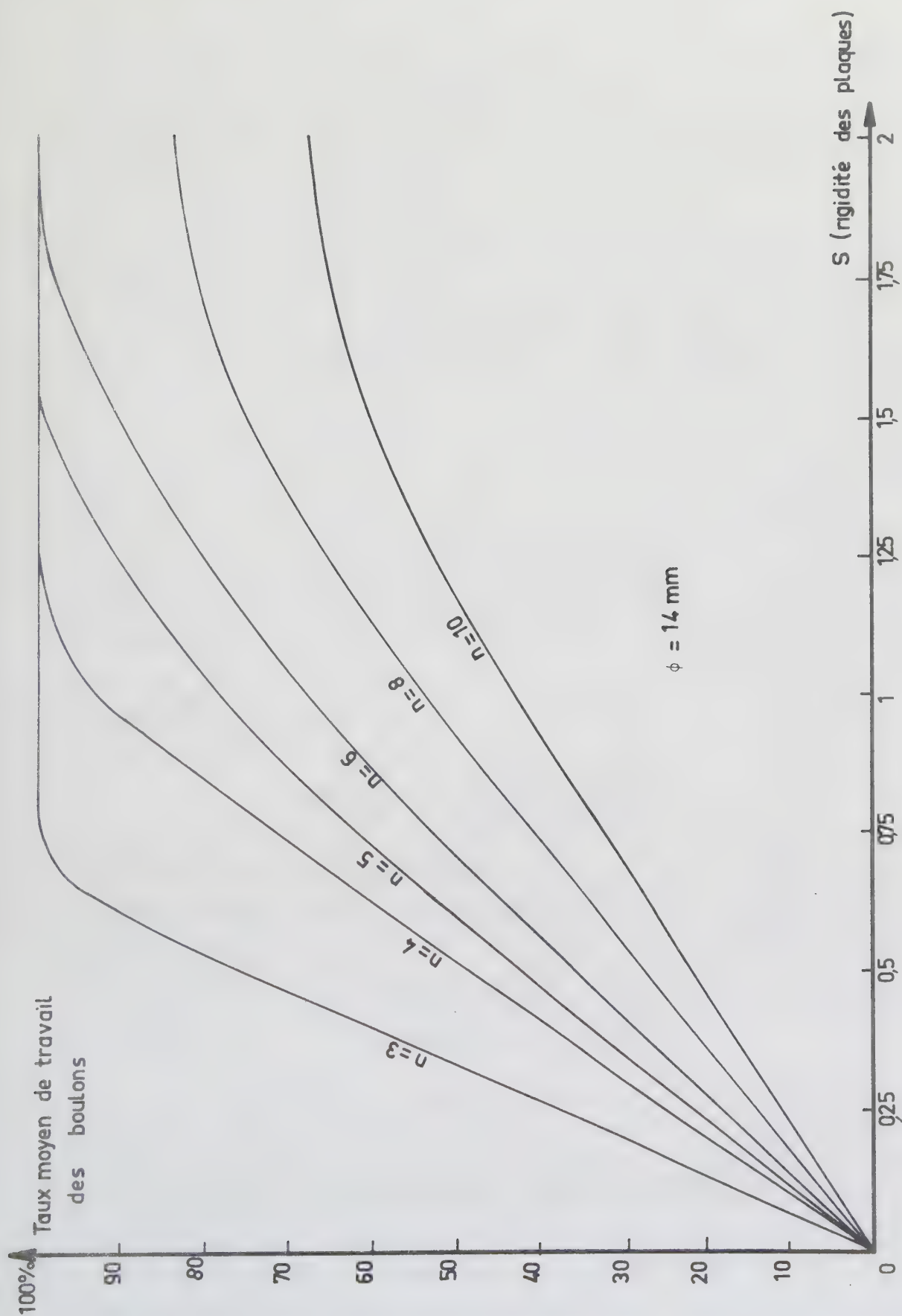


Fig. 76

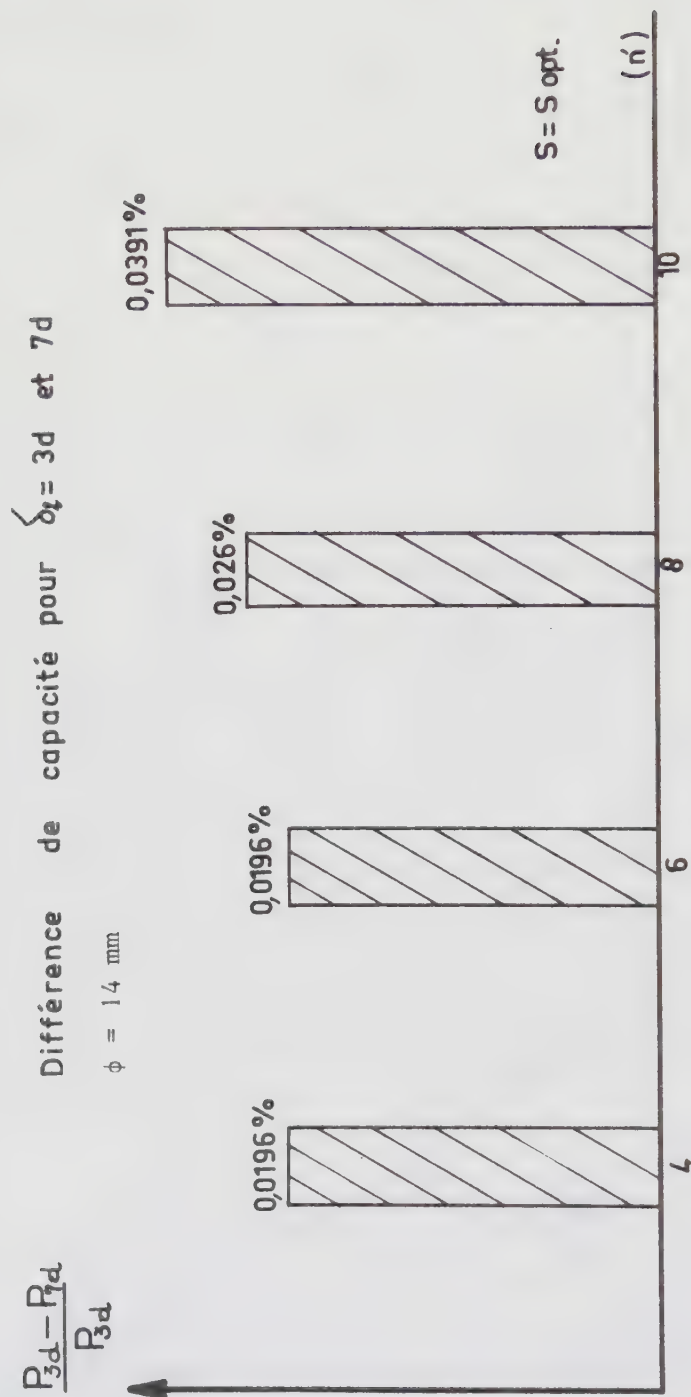


Fig. 77

IV-7-5 Reflexions sur le mode de rupture

Afin de justifier la définition du dimensionnement optimal donnée en IV-7-1, on s'efforce ici de dégager les avantages ou inconvénients des quatre modes de rupture possibles.

a/ Rupture des plaques : c'est le mode de rupture le moins avantageux, les boulons travaillant très en-dessous de leur taux maximal. Par exemple, le point A de la figure 73 d'un assemblage à 10 boulons correspond à une capacité ultime qui pourrait être assurée pratiquement par un boulon à son taux maximal.

b/ Rupture des boulons d'extrémités : dans ce cas, on sait qu'une grande partie de la charge est reprise par les boulons d'extrémités, mais en moyenne, l'ensemble des boulons travaille nettement mieux que dans le cas précédent. Par exemple, toujours pour 10 boulons, le point B de la figure 73 correspond à une capacité ultime pratiquement égale à celle de 5 boulons à leur taux maximal. Par contre, dans ce mode de rupture, les plaques ne sont que partiellement plastifiées, l'écart entre la capacité ultime des plaques et celle de l'assemblage augmentant d'ailleurs dans la mesure où l'on chercherait à améliorer le taux de travail moyen des boulons (point C).

c/ Ruptures simultanées des plaques et des boulons d'extrémités (point D) : la simultanéité doit être comprise au sens large dans la mesure où physiquement l'un des éléments (plaques ou boulons), se rompt toujours immédiatement avant l'autre. Si le cisaillement moyen des boulons est moins avantageux qu'au cas précédent (la capacité ultime au point D est pratiquement celle de 4 boulons à leur taux maximal), par contre les plaques et les boulons extrêmes travaillent au maximum.

d/ Rupture de l'ensemble des boulons : les 3 types de rupture envisagés précédemment ne se produisent effectivement que si le nombre de boulons n' est supérieur ou égal à une certaine valeur n'_0 ; pour chaque graphe $P(n')$, n'_0 peut être définie comme l'abscisse entière à partir de laquelle le graphe cesse d'être linéaire (par exemple, $n'_0 = 2, 4, \text{ et } 6$ pour les graphes passant par les points A, D et B). Si $n' < n'_0$, la rupture de l'assemblage a lieu par cisaillement de l'ensemble des boulons.

Après cette analyse des modes de rupture, il apparaît clairement que le point O de dimensionnement optimal (d'abscisse n'_0 du graphe $P(n')$ de rigidité S_{op}) est celui qui assure une rupture la plus proche des ruptures c/ et d/ à la fois.

IV-7-6 Effet de la variation de l'écartement transversal δ_t des plaques (à rigidité optimale constante)

Dans tous les cas étudiés jusqu'à maintenant, l'écartement transversal δ_t était égal à $7d$; cet écartement a été réduit à la valeur de $5d$ en augmentant l'épaisseur des plaques dans le rapport $7/5$ (de manière à avoir une rigidité constante). Une augmentation de capacité de l'assemblage a été constatée dans le calcul ; pour le cas de rigidité optimale, elle est de l'ordre de 4 % avec des assemblages de boulons $\phi = 20$ mm et de 8 % pour des assemblages de boulons $\phi = 14$ mm.

Cette tendance étant générale, on peut en conclure que les résultats obtenus pour $\delta_t = 7d$ sont applicables à des écartements transversaux plus faibles, le dimensionnement qui en résulte allant légèrement dans le sens de la sécurité.

IV-7- 7 Capacité de déformation

La figure (78.a) relative au cas de rigidité optimale des plaques ($S = S_{op}$) pour $\phi = 14$ mm, montre l'influence déterminante du nombre de boulons sur l'allure du graphe de variation de la sollicitation de l'assemblage P en fonction de l'élongation (e) de l'intervalle médian de l'assemblage. Pour permettre la formation correcte d'une rotule plastique (dans le cas où l'assemblage concentrique étudié se situe au niveau des semelles d'un profilé dont on désire assurer la continuité du moment fléchissant, le graphe $P(e)$ devra présenter un palier horizontal le plus long possible (capacité de rotation de la rotule), mais aussi une rigidité initiale relativement élevée (l'assemblage devant rester en principe sous les sollicitations de service). A la figure (78.a), on constate que si le nombre de boulons $n' = 4$ est suffisant pour atteindre la capacité ultime de l'assemblage, un nombre $n' = 5$ répond mieux aux critères de qualité de l'assemblage en plasticité, avec un palier horizontal d'amplitude légèrement améliorée (AC au lieu de BC

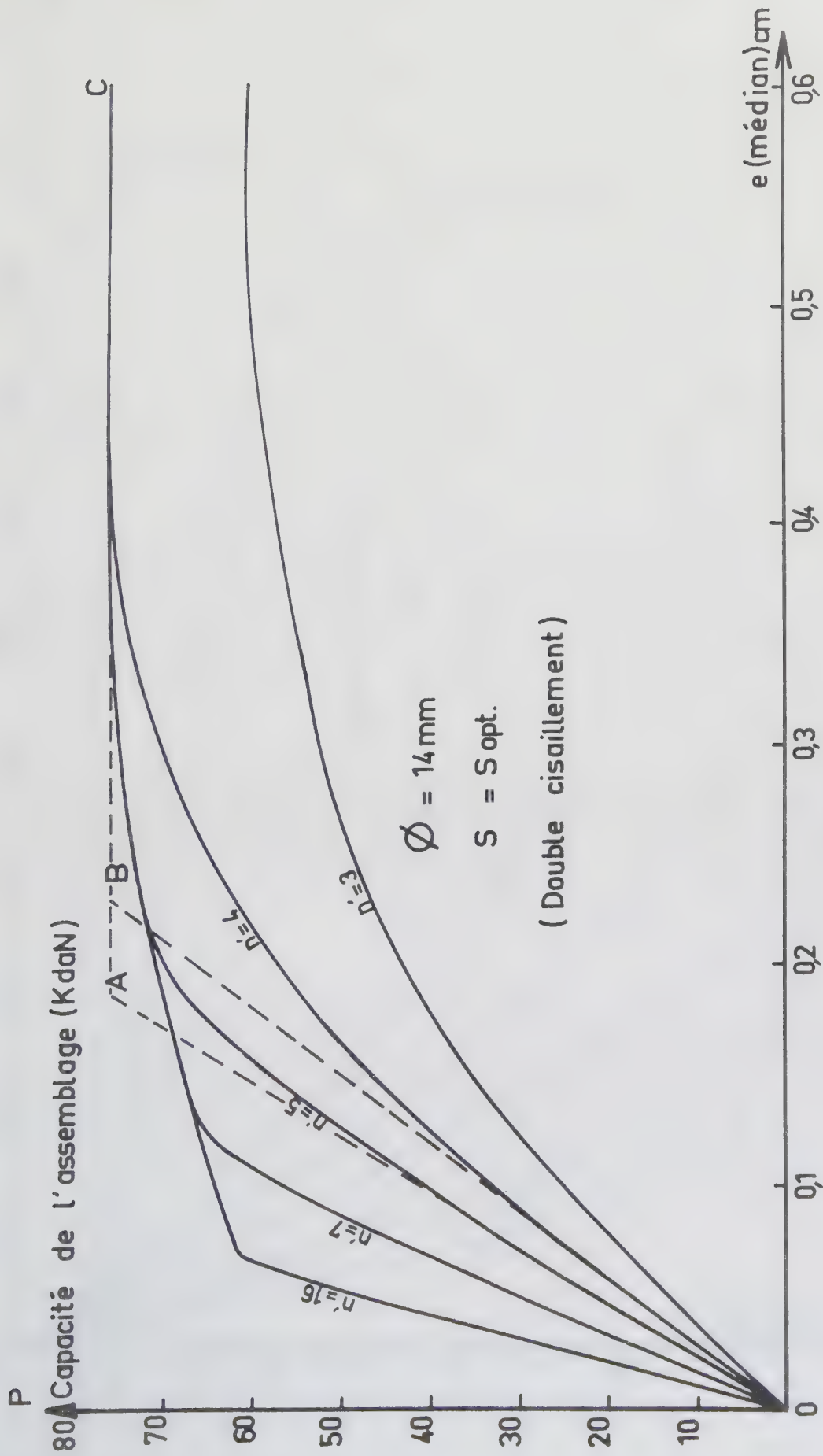


Fig. 78 a

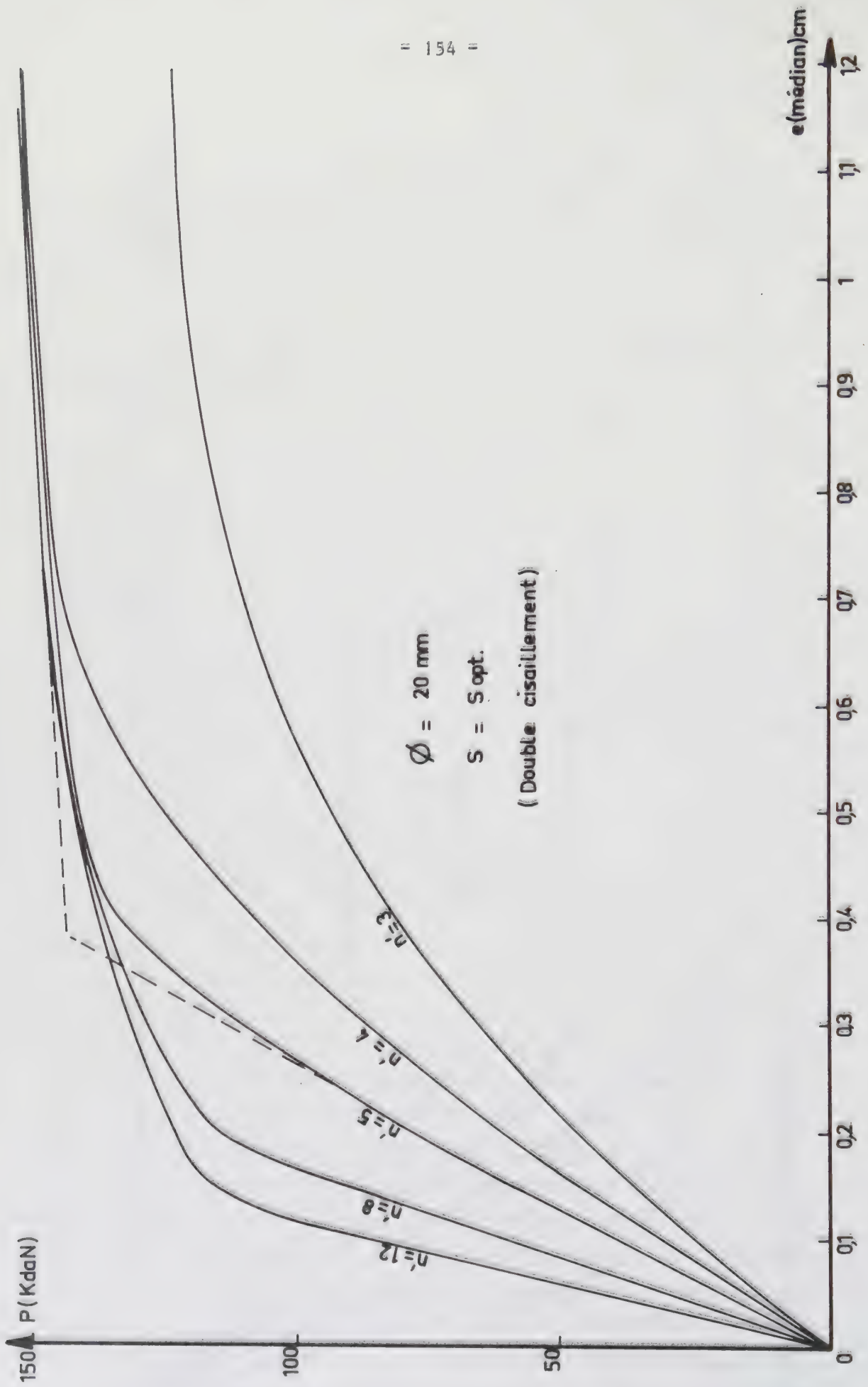


Fig. 78 b

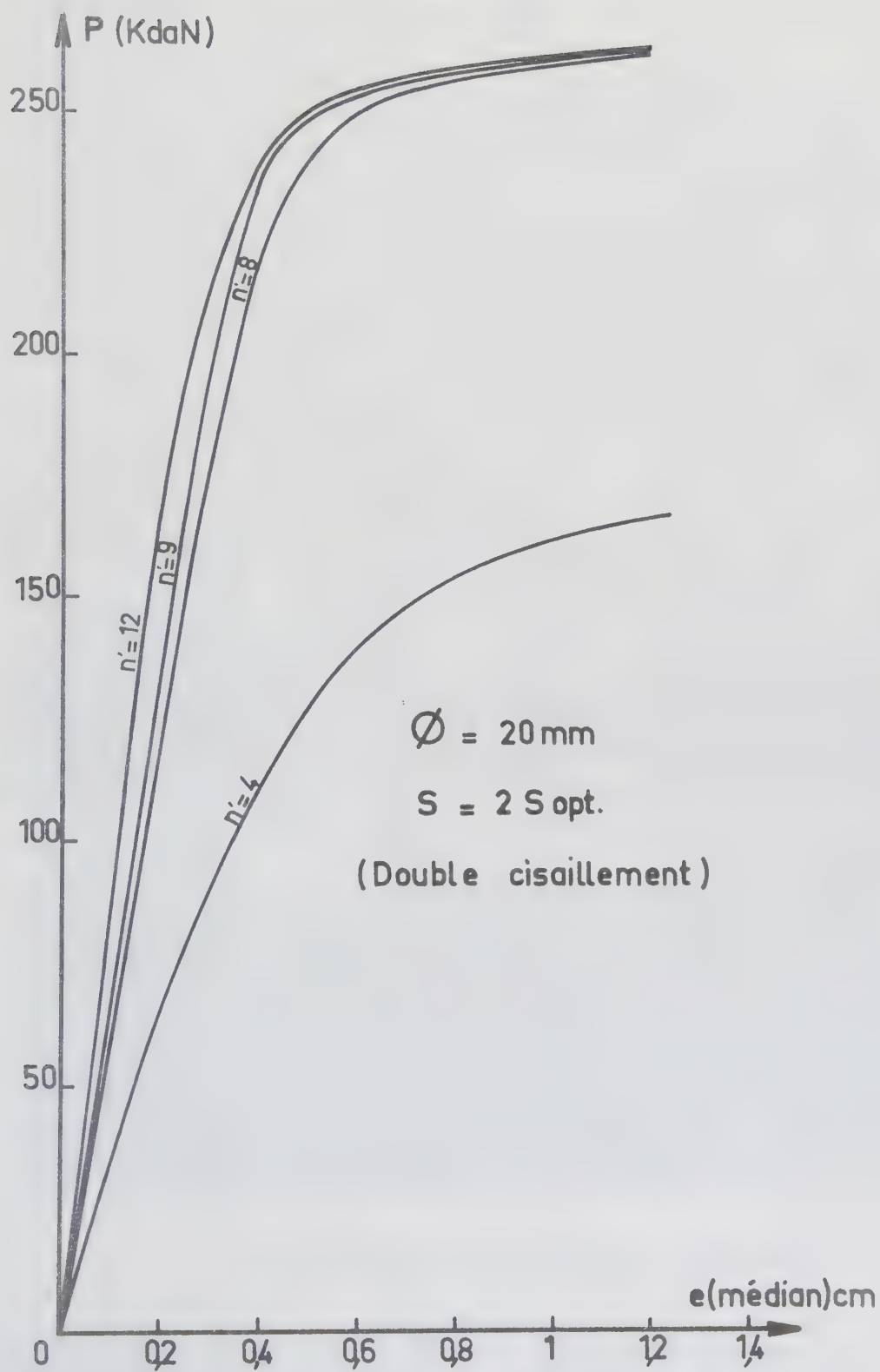


Fig. 78c

sur la figure). Par contre, lorsque n' augmente au delà de 5, la capacité de résistance ultime de l'assemblage n'est guère modifiée, la capacité de déformation ultime de l'intervalle médian restant la même (puisque égale à l'élongation de rupture de cet intervalle) ; une légère amélioration de la rigidité initiale est observée lorsque n' augmente mais au détriment du caractère élasto-plastique parfait du diagramme $P(e)$, modèle de base des théories de l'Analyse Limite. Rien n'engage donc à prendre un nombre de boulons n' supérieur à 5, si l'on se satisfait d'une déformation ultime de l'ordre de 3 fois la déformation élastique. On obtient une conclusion tout à fait identique sur l'opportunité du nombre $n' = 5$ pour un assemblage réalisé cette fois avec des boulons de diamètre $\phi = 20$ mm (cf. fig. 78.b). La règle qui consiste à augmenter d'une unité le nombre optimal de boulons pour les cas de rigidité de plaques quelconques, semble satisfaisante de manière générale : la figure (78.c) illustre par exemple le cas d'un assemblage par boulons $\phi = 20$ mm avec une rigidité $S = 2 S_{op}$; manifestement, la courbe $P(e)$ correspondant à $n' = 9$ (alors que 8 est le nombre optimal de boulons du point de vue résistance) est celle qui offre le plus de garantie pour un comportement plastique de l'assemblage.

IV-8 ETUDE EXPERIMENTALE

IV-8- 1 Présentation des essais

Pour les essais, on a disposé d'une machine de traction AMSLER de 200 tonnes. Compte tenu des dimensions et de l'ouverture maximale des mors (15 cm de largeur, 6 cm d'ouverture), on s'est limité à l'étude d'assemblages à une seule file. La charge de rupture était déterminée par enregistrement électronique (cf. photographie 79.a). On a mesuré également les déformations inélastiques des boulons démontés après rupture, à l'aide d'un dispositif annexe (cf. photographie 79.b) : le boulon étant positionné dans une gorge calibrée, on mesure sa déformée le long de l'axe, à l'aide d'un comparateur ; quelques essais suffisent pour trouver la position de déformée maximale.

Deux séries d'essais ont été entreprises :

- la première série avait pour but de tracer expérimentalement un graphe $P(n')$. On a opéré à l'aide de boulons de diamètre 14 mm, avec



Photographie 79.a



Photographie 79.b

un écartement transversal constant $\delta_t = 7d$; (l'écartement longitudinal δ_ℓ , qui n'a aucune influence, a été pris égal à $4d$ pour des raisons d'encombrement de la machine de traction). Les épaisseurs des plaques étaient les suivantes : 25 mm pour la plaque centrale et 12 mm pour chacune des plaques extérieures. Ces valeurs ont été choisies de manière à se situer dans un cas de rigidité des plaques très légèrement supérieur à celui optimal donné par la théorie ; (dans le calcul, la contrainte de rupture de l'acier des plaques a été prise à sa valeur minimale de 38 daN/mm^2). A la suite de chaque essai de cette série, la mesure des déformations inélastiques des boulons a permis de déterminer expérimentalement leur taux de travail.

- La deuxième série avait pour but de vérifier un cas de rupture par plaques, en essayant de déceler une influence éventuelle de l'écartement longitudinal δ_ℓ . Dans cette série, on a conservé les mêmes épaisseurs de plaques que dans la première, mais on a opéré sur un diamètre de boulon supérieur, à savoir 20 mm.

IV-8-2 Résultats

IV-8-2-1 Première série d'essais :

Comme le montre le tableau des résultats ci-après et le graphe de la figure 80, on constate que :

- la capacité ultime de l'assemblage trouvée expérimentalement diffère en moyenne de la capacité théorique de 8 %.

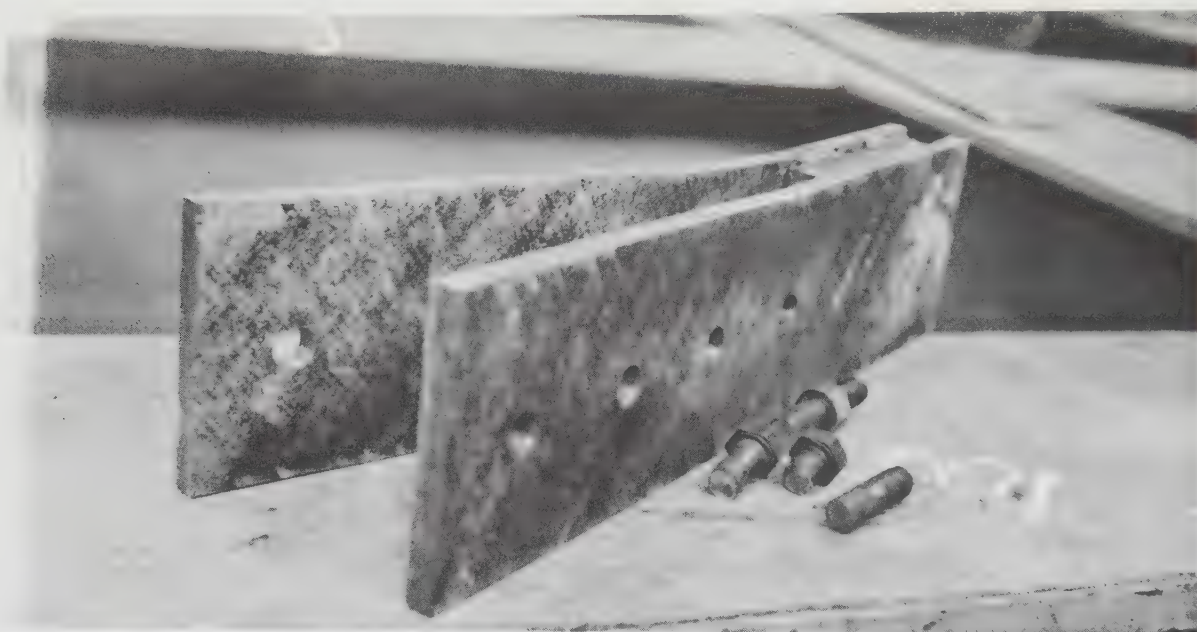
- le mode de rupture est conforme à celui prévu, à savoir une rupture par les boulons extrêmes, sauf dans le cas $n' = 4$ où la rupture a concerné effectivement l'ensemble des boulons ; (cf. photographies 81 a et b).

Tableau des résultats ci-après

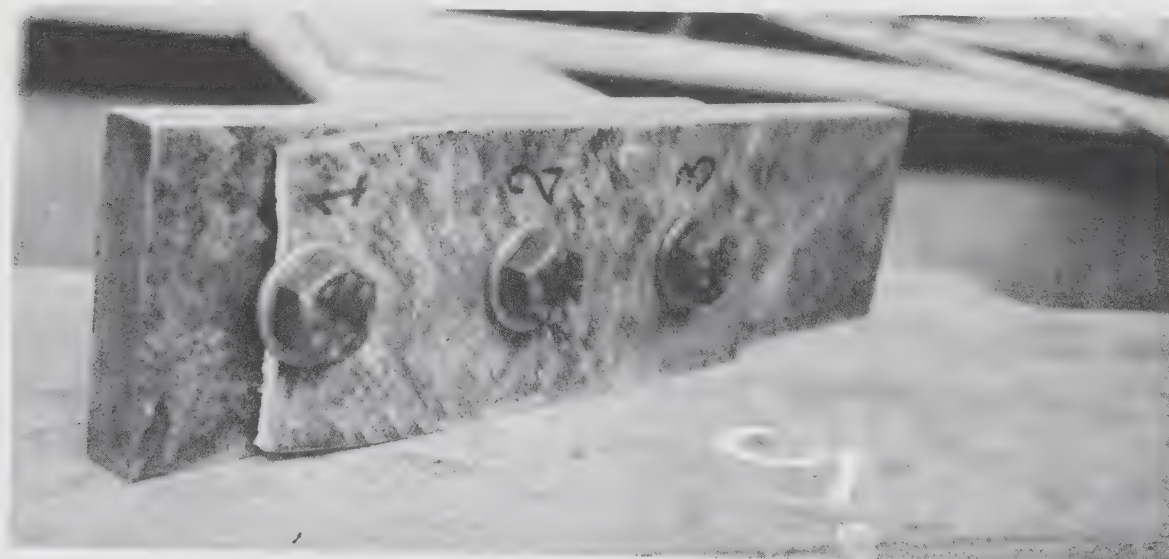
ainsi que la figure 80



Photographie 81.a



Photographie 81.b



Photographie 81.c

N° de l'essai	n'	P(théor. K daN	P(expér. K daN	Mode de Rupture	% d'erreur
1	4	76,17	76,00	Tous les boulons	0,2 %
2	6	76,65	85,00	le boulon le plus éloigné	9,8 %
3	8	76,73	85,00	le boulon le plus éloigné	9,7 %
4	10	76,76	85,20	le boulon le plus éloigné	9,9 %
5	12	76,78	86,00	le boulon le plus éloigné	10,7 %

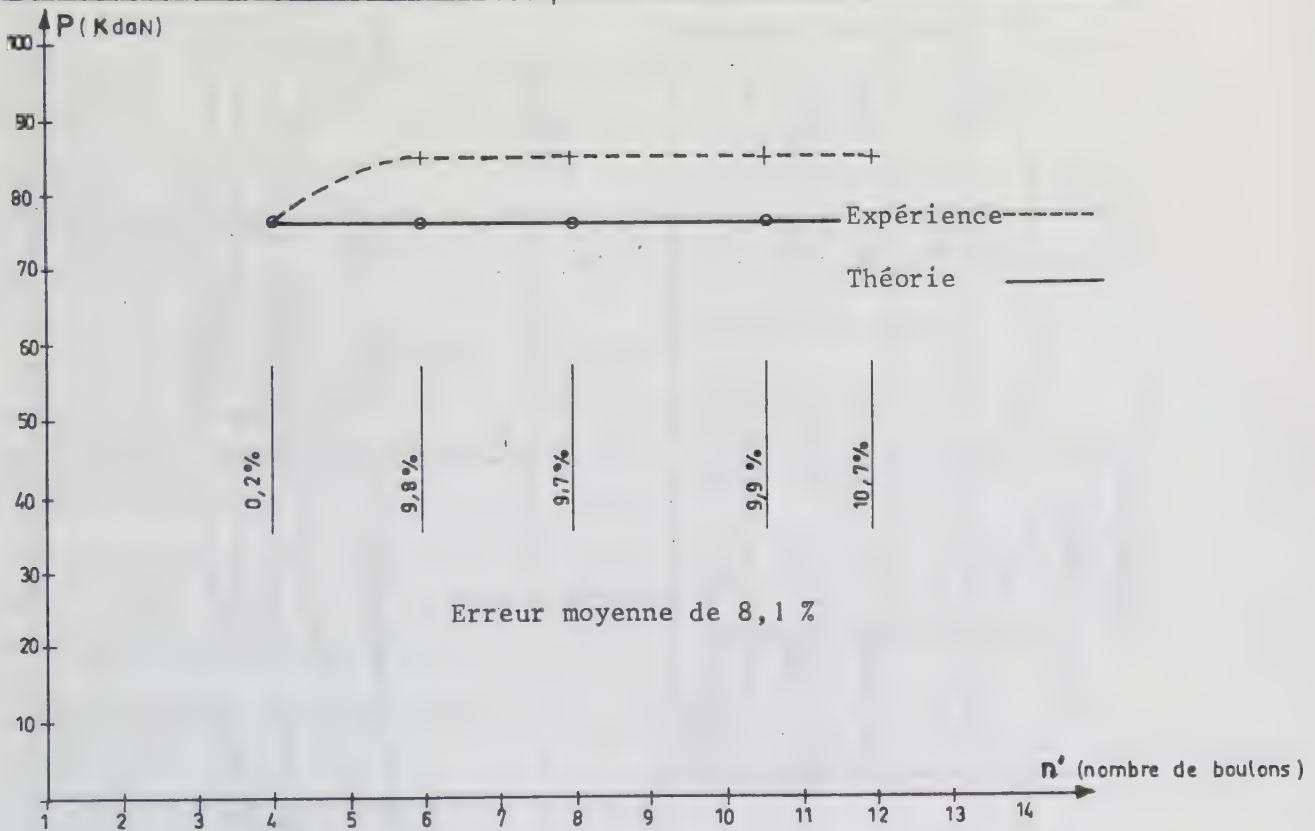


Figure 80

La figure 82 donne en pointillés les profils expérimentaux de répartition des efforts de cisaillement des boulons ; au stade ultime pour n' variant de 4 à 12. La comparaison avec les courbes théoriques de la figure 82 montre une concordance d'autant meilleure que (n') est plus élevé, l'écart n' étant jamais supérieur à 10 %. Toutefois, le phénomène expérimental présente une légère dissymétrie par rapport au milieu de l'assemblage. A titre de contrôle, il est intéressant de comparer

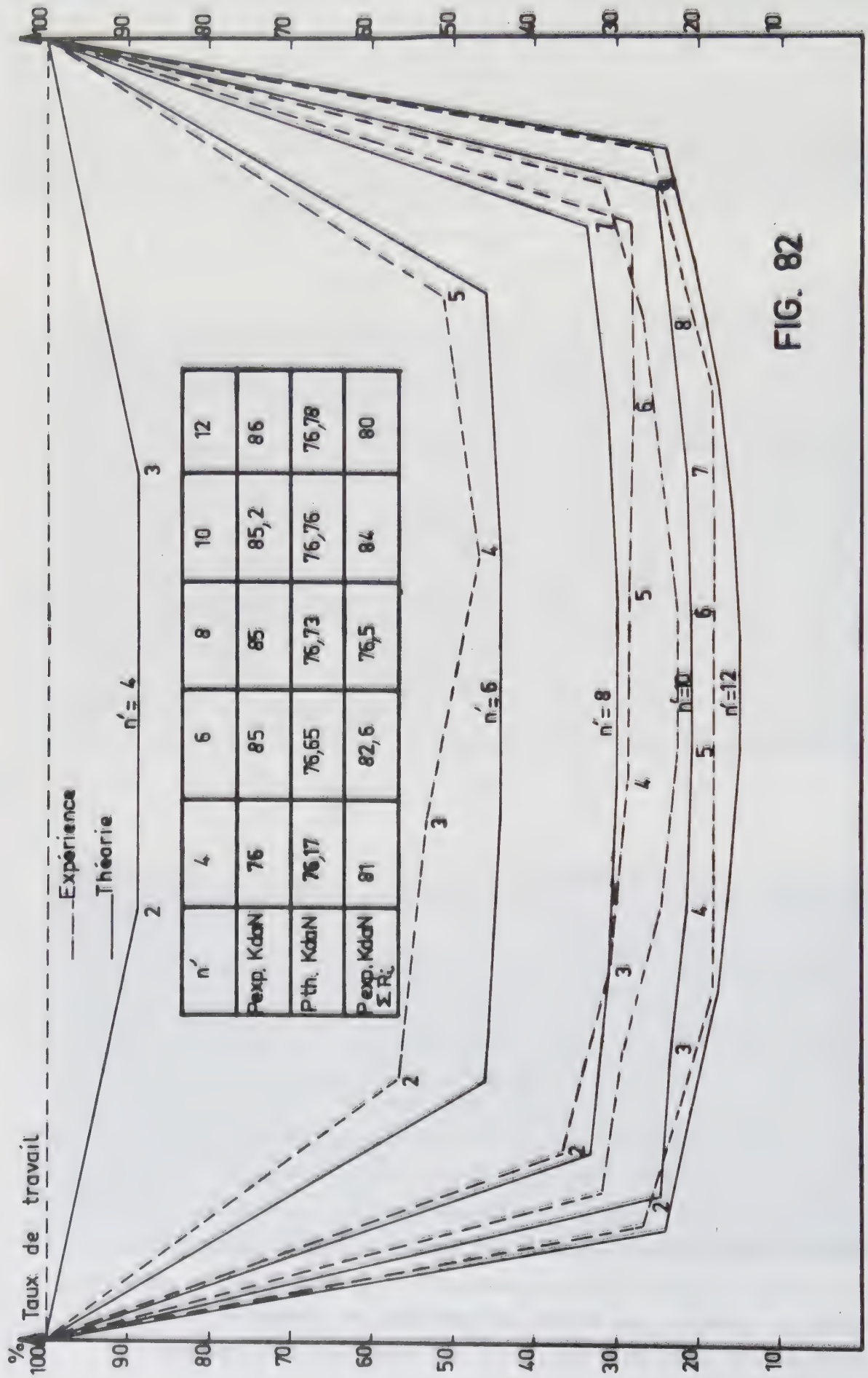


FIG. 82

la valeur de capacité ultime enregistrée par la machine de traction à la somme des efforts des boulons évalués de manière indépendante.

On trouve les résultats suivants :

n'	4	6	8	10	12
P_{exp} (en KdaN)	76	85	85	85,2	86
$(\sum_{i=1}^{n'} R_i)_{exp}$ (en KdaN)	81,0	82,6	76,5	84,0	80,0

En moyenne, l'écart entre les deux déterminations de P est de 3 % et ne dépasse pas 10 % dans le cas le plus défavorable. On peut considérer que ces écarts sont raisonnables, surtout si l'on remarque que dans la mesure des déformations transversales des boulons, on néglige la partie réversible des déformations qui peut atteindre jusqu'à 20 % de la déformation ultime.

IV-8-2-2 Deuxième série d'essais :

La deuxième série d'essais avait pour but la vérification de ruptures par plaques et également la vérification de l'influence négligeable des variations de l'écartement longitudinal sur la capacité ultime. Les résultats obtenus sont rassemblés au tableau ci-après, montrant le faible écart entre la théorie et l'expérience (de l'ordre de 3 % en moyenne) et l'identité des résultats quel que soit l'écartement longitudinal.

N°	n'	δ_l (cm)	P_{th} (K.daN)	P_{exp} (K.daN)	Mde de rupture
1	3	8,8	80,2	76,0	Plaques
2	3	11	80,2	78,0	Plaques
3	3	13,2	80,2	78,4	Plaques

La photographie 81.c montre la forme de la rupture des plaques dans l'un des 3 essais précédents.

IV-8-3 Commentaires

Un écart moyen de 8% entre les résultats du modèle mathématique et les expériences de la 1ère série d'essais nous semble satisfaisant pour les objectifs d'un dimensionnement des assemblages. Il est toutefois intéressant de donner quelques raisons sur cet écart ; nous en voyons deux principales :

a/ On a considéré par hypothèse une valeur de contrainte de rupture constante, indépendamment de l'épaisseur des plaques du couvre-joint, soit 38 daN/mm^2 dans les calculs. Or, une augmentation de la capacité ultime du modèle mathématique a été observée si l'on admet une augmentation de σ_r avec l'épaisseur, par exemple selon une variation linéaire. Si l'on prend pour une épaisseur de 8 mm une contrainte $\sigma_r = 38 \text{ daN/mm}^2$ et pour une épaisseur de 24 mm, une contrainte $\sigma_r = 44 \text{ daN/mm}^2$, on obtient pour les nouvelles valeurs théoriques de P relatives à la 1ère série d'essais :

n	4	6	8	10	12
$P_{th} \text{ (KdaN)}$ nouvelle	78,50	79,10	79,20	79,24	79,30
$P_{exp} \text{ (KdaN)}$	76,00	85,00	85,00	85,20	86,00
Ecart %	3,2%	6,9%	6,8%	6,9%	7,8%

On constate alors que l'écart moyen entre théorie et expérience baisse à 4,7 %.

b/ Au chapitre II, lors de la détermination des lois de comportement des boulons, les plaques rassemblant ces boulons ont été choisies en acier théoriquement indéformable ; mais aucun traitement métallurgique de ces plaques n'a été opéré. On doit donc s'attendre (par suite d'une éventuelle déformation des plaques) à une très légère diminution de Δ_{max} pour un boulon seul (R_{max} étant inchangé) par rapport à la valeur Δ_{max} utilisée dans la loi de comportement. En conséquence, le calcul surestime très légèrement la capacité ultime de l'assemblage lorsque la rupture s'effectue par les boulons.

Considérant comme concluants les résultats théoriques et expérimentaux précédents, on a cherché des méthodes de calcul simplifiées qui puissent permettre un calcul rapide, sans avoir recours à une résolution numérique du modèle mathématique présenté dans ce travail. Ces méthodes font l'objet du paragraphe IV.10.

IV-9 REMARQUES SUR LES DIVERGENCES AVEC LE C.M. 66

Notre étude élastoplastique, d'ailleurs du deuxième ordre (par suite de l'amplitude finie des déplacements à la rupture) diffère des règlements C.M. 66 et des recommandations de la Construction Européenne sur les points suivants :

1/ Le calcul actuel C.M. 66 n'admet comme mode d'action des boulons que le frottement des plaques assemblées, celles-ci ayant un comportement rigide ; par contre, on admet, dans notre étude, un travail inélastique au cisaillement des boulons jusqu'à la rupture ainsi qu'un comportement élastoplastique des plaques.

2/ Les règlements supposent un taux de travail uniforme de tous les boulons. Notre analyse élastoplastique a montré l'existence d'une distribution non uniforme des efforts repris par les boulons, le taux de cisaillement de ces boulons diminuant toujours lorsqu'on se déplace de l'extrémité de l'assemblage vers le centre.

3/ Finalement, les règlements actuels admettent la proportionnalité entre la capacité de service de l'assemblage et le nombre de boulons constituant cet assemblage. Notre analyse jusqu'à la rupture a chiffré l'inefficacité d'une augmentation du nombre de boulons au-delà de certaines valeurs. Autrement dit, le coefficient de sécurité impliqué dans le dimensionnement C.M. 66 peut diminuer de manière très importante (par exemple de 4,7 à 1,4) lorsque les charges deviennent élevées (exigeant du même coup un nombre élevé de boulons d'après la méthode des règlements C.M. 66).

IV-10 METHODE DE CALCUL SIMPLIFIEE

Pour un dimensionnement d'assemblages concentriques, il faut choisir le nombre de boulons, leur diamètre et le nombre de files. On propose

ci-après une méthode de calcul simplifiée permettant un dimensionnement rapide sans l'utilisation du calculateur. On distinguera dans cette méthode deux cas différents : le cas optimal où l'on a toute liberté pour le choix de diamètre des boulons ; et le cas quelconque où le diamètre du boulon est a priori imposé par des obligations de construction.

a/ Cas optimal (boulons et plaques)

La méthode est basée sur les observations suivantes effectuées au cours de notre étude :

1 - Les résultats des essais de cisaillement des boulons H.R. 8.8 ont montré que la contrainte de cisaillement à la rupture avait une valeur presque constante, à savoir par plan de cisaillement :

$$65 \text{ daN/mm}^2 \leq \tau_r \leq 66 \text{ daN/mm}^2 .$$

(on précise qu'ici τ_r est définie par rapport à la section nominale du boulon).

2 - Les résultats numériques (cf. paragraphe IV-7-1) ont montré également que dans le cas de rigidité optimale, le nombre optimal de boulons était de 4 et que la capacité correspondante était pratiquement égale à $0,9 P_r$ (où P_r est la charge de rupture des plaques), et ceci quelque soit le diamètre des boulons. En fait, le coefficient 0,9 résulte :

- d'une part, d'une valeur légèrement inférieure de la capacité de l'assemblage à 4 boulons vis-à-vis de la capacité maximale (n' grand) ;

- d'autre part, de l'adoption d'une rigidité supérieure de 5 % à la rigidité optimale des plaques de façon à avoir en toute garantie une rupture par boulons.

Ayant le choix du diamètre des boulons, celui-ci devra donc satisfaire l'égalité suivante (en double cisaillement et vu que $n'=4$):

$$(2 \tau_r) \times 4 \times \left(\pi \frac{\phi^2}{4} \right) = 0,9 P_r$$

soit :

$$\frac{\sigma_r \left[\frac{b}{N} - (\phi+2) \right] t}{92 \phi^2} = 4$$

...(4.13)

avec :

- σ_r = contrainte de rupture de l'acier du couvre-joint (daN/mm²) ;
- b = largeur totale du couvre-joint en mm ;
- t = demi-épaisseur (mm) des 3 plaques assemblées en double cisaillement ;
- N = nombre de files de boulons (fonction du choix de l'écartement transversal δ_t , avec en général : $3(\phi+2) < \delta_t < 7(\phi+2)$).

Le diamètre doit être choisi dans la gamme des diamètres fabriqués de manière à satisfaire au mieux l'équation (4.13).

Vu qu'il a été montré en IV.7.7. qu'une capacité de déformation suffisante exigeait d'augmenter le nombre de boulons d'une unité, on déterminera finalement le diamètre d'après (4.13) mais en prenant pour valeur de n' : 5 boulons .

b/ Cas quelconque (boulons de diamètre imposé)

La méthode simplifiée est basée maintenant sur l'observation supplémentaire suivante : lorsque l'épaisseur t des plaques est supérieure à l'épaisseur t_{op} correspondant au diamètre imposé, la capacité ultime (pour n' grand) augmente de la quantité :

$$P = \frac{t - t_{op}}{2 t_{op}} \cdot P_{r(op)}$$

Cette affirmation est valable par défaut au pourcentage près suivant :

- 7 % pour le diamètre $\phi = 14$ mm ;
- 4 % pour le diamètre $\phi = 20$ mm.

En conséquence, on procèdera comme suit :

- on calcule l'épaisseur t_{op} qui correspond au diamètre ϕ :

$$t_{op} = \frac{380 \phi^2}{\left[\frac{b}{N} - (\phi+2) \right] \sigma_r} \quad \dots(4.14)$$

- l'épaisseur du couvre-joint étant t (avec $t > t_{op}$), le nombre de boulons est :

$$n' = \text{entier le plus voisin de } \left\{ 4 \left[1 + \frac{t - t_{op}}{2 t_{op}} \right] + 1 \right\} \quad \dots(4.15)$$

La capacité ultime de la file des n' boulons est alors donnée par :

$$P_u = 380 \phi^2 \left[1 + \frac{t - t_{op}}{2 t_{op}} \right] \quad \dots (4.16)$$

(Remarque : on rappelle que les formules (4.13) à (4.16) ne sont valables que pour les boulons H.R. 8.8. La procédure serait identique avec des boulons H.R. 10.9 à condition d'effectuer au préalable les étalonnages expérimentaux nécessaires).

EXEMPLE :

On se propose de dimensionner un couvre-joint de 30 cm de largeur et de 22 mm d'épaisseur dans les deux cas suivants :

- a/ le choix du diamètre de boulons est libre ;
- b/ le boulon a une diamètre imposé de 12 mm.

SOLUTION : On a :

$$\sigma_r = 38 \text{ daN/mm}^2 \quad ; \quad N = 2 \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad t = 22 \text{ mm.}$$

a/ l'équation (4.13) du dimensionnement optimal donne :

pour $\phi = 14 \text{ mm}$:

$$n' = \frac{38(300/2 - 16) \times 22}{92 \times (16)^2} = 4,75 > 4 \quad ;$$

pour $\phi = 16 \text{ mm}$:

$$n' = \frac{38(300/2 - 18) \times 22}{92 \times (18)^2} = 3,7$$

Donc le dimensionnement optimal correspond à 5 boulons $\phi 16 \text{ mm}$.

b/ Par application de l'équation (4.14), on obtient pour épaisseur optimale :

$$t_{op} = \frac{380 \times 14^2}{\left(\frac{300}{2} - 14\right) 38} = 14,4 \text{ mm}$$

Par application de l'équation (4.15), on obtient le nombre de boulons cherché :

$$\begin{aligned} n' &= \left\{ 4 \left[1 + \frac{t - t_{op}}{2 t_{op}} \right] + 1 \right\} \\ &= \left\{ 4 \left[1 + \frac{22 - 14,4}{2 \times 14,4} \right] + 1 \right\} \\ &= \left\{ 4 \left[1 + 0,264 \right] + 1 \right\} \\ &= 6,05 \end{aligned}$$

Il suffira donc de 6 boulons de $\phi = 12 \text{ mm}$ pour un bon comportement élastoplastique de l'assemblage

CHAPITRE V

COMPORTEMENT A LA RUPTURE D'ASSEMBLAGES DE CONTINUITE PAR BOULONS À HAUTE RESISTANCE

V- 1 GENERALITES

Les études faites dans les deux chapitres précédents ont porté sur le comportement des assemblages excentrique et concentrique par des liaisons avec des boulons à haute résistance dans le domaine inélastique. On s'est contenté jusqu'à maintenant d'étudier les capacités ultimes de chaque type d'assemblage pris séparément. Le but de ce chapitre consiste à faire la synthèse des résultats acquis en considérant un assemblage complet d'éléments de structure où les deux types d'assemblages précédents agissent simultanément. En pratique, ce problème d'assemblage peut se rencontrer dans les cas suivants : poutres de plancher, traverses de portique, poutres maîtresses de pont métallique... On doit noter que notre étude est uniquement valable dans le cas de chargements statiques ; cela signifie que pour les ponts métalliques où les aspects dynamiques ne peuvent être négligés, des études supplémentaires seraient indispensables afin de généraliser les résultats de notre travail.

Il est bien évident que, pour étudier le comportement et l'influence des assemblages sur des ossatures, des essais sur des poutres élémentaires peuvent suffire, étant entendu que dans une ossature se déformant essentiellement en flexion on peut toujours admettre que certaines parties travaillent en flexion quasiment circulaire et d'autres sous un gradient prononcé de moment fléchissant. Le type de sollicitation que nous avons retenu, à savoir sollicitation sous gradient de moment fléchissant, résulte du dispositif de mise en charge dont nous disposions (un vérin ne permettant que d'appliquer une charge ponctuelle) et du désir de localiser la formation de la zone plastique au sein même de l'assemblage.

On se limitera dans ce chapitre à une étude expérimentale du comportement d'un assemblage complet dont les parties ont été dimensionnées conformément aux théories développées sur les assemblages excentriques et concentriques. En comparant les résultats obtenus à partir de poutres munies d'assemblages au niveau de l'âme et des semelles à ceux d'une poutre de référence sans assemblages, on pourra savoir si les théories des deux chapitres précédents sont conciliables dans une situation plus complexe.

V-2 OBJECTIF DES ESSAIS

Dans un concept plastique de calcul d'ossatures, il faut que dans une section sollicitée à un moment plastique M_p , la formation de la rotule plastique ne soit pas perturbée. La courbure de l'élément au droit de la section critique doit avoir une valeur minimale pour permettre la naissance de cette rotule ; de plus, une capacité de rotation suffisante est indispensable pour la formation d'autres rotules plastiques intervenant dans le mécanisme de ruine de l'ossature. Le diagramme "moment-courbure" (M, ψ) de la figure 82 illustre un comportement idéal pour la formation et l'évolution d'une rotule dans une section.

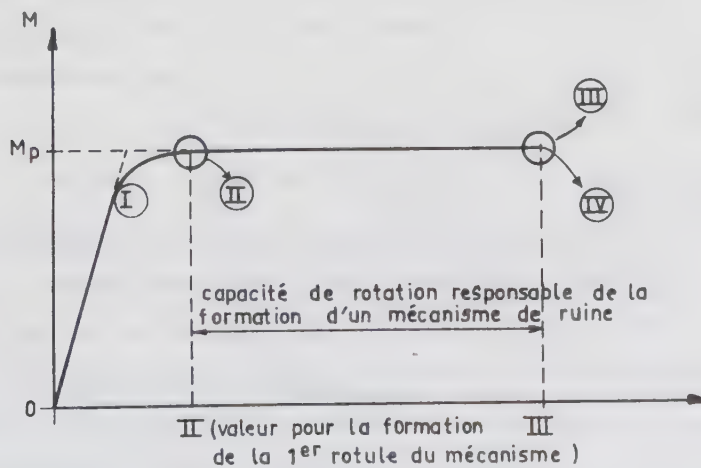


Figure 82

On peut caractériser ce diagramme par quatre régions qui sont les suivantes :

a/ région $[OI]$ où le comportement est uniquement élastique, avec proportionnalité entre le moment et la rotation unitaire.

b/ Région [I] [II] où le comportement de la courbe est non linéaire par suite de l'intensification de la plasticité dans la section. On notera que l'abscisse du point II correspond à la valeur minimale de la courbure nécessaire à la formation d'une première rotule plastique du mécanisme de ruine.

c/ Région [II] [III] où la section de la poutre ne peut résister à un moment supérieur M_p . Ce stade de comportement dit "palier de la rotule plastique", présente une amplitude suffisante en abscisses pour assurer la formation complète du mécanisme de ruine.

d/ Région [III] [IV] où il y a soit consolidation par écrouissage (III), soit ruine par instabilité (IV) par suite de voilement ou du déversement de l'élément de poutre contenant cette section.

L'objectif essentiel de nos essais est de vérifier la rotation minimale pour la formation de la première rotule ainsi que la bonne ordonnée et l'amplitude suffisamment large du palier plastique.

V-3 PROGRAMME DES ESSAIS EXPERIMENTAUX

Une série de quelques essais de poutres a été entreprise. La section du profilé choisie, la longueur de la portée, le point d'application de la charge ont été maintenus constants. Les paramètres variables d'un essai à l'autre sont indiqués ci-après :

1er Essai :

Le premier essai a concerné une poutre sans assemblages, qui a servi en quelque sorte de référence pour les autres essais : un diagramme du type $(M - \psi)$ ne peut en effet être déterminé de manière précise que par voie expérimentale, le calcul ne tenant pas compte de certains effets secondaires : variation de la limite d'élasticité lors de l'amorçage de la plasticité ; contraintes résiduelles dans l'acier ; tolérances de laminage ; concentration de contraintes dans les congés...

2ème Essai :

La poutre était de la même série de fabrication que celle du 1er essai. Après l'avoir coupée au milieu de portée, la continuité des

efforts a été assurée par un assemblage excentrique au niveau de l'âme et par deux assemblages concentriques au niveau des semelles.

On a admis l'hypothèse que le moment plastique de la poutre est repris seul par les semelles, l'âme supportant la totalité de l'effort tranchant. Les couvre-joints ont été alors dimensionnés d'après les règles données aux paragraphes III.6 et IV.10.

Dans cet essai, un jeu de 2 mm a été respecté lors du perçage des trous de boulons ($d = \phi + 2 \text{ mm}$). Afin de laisser à l'assemblage l'exclusivité du rôle d'assurer la continuité, un jeu de 6 mm de part et d'autre de la section de coupure de la poutre a été respectée lors du montage ; soit un jeu total de 12 mm entre les deux tronçons de poutre assemblés, évitant tout contact des tronçons lors de rotations importantes.

Le schéma 83 montre les différentes liaisons extérieures de la poutre : en plus des deux appuis simples A et D (l'appui D étant d'ailleurs sur rouleaux pour éviter la présence d'un effort normal), 4 supports latéraux au niveau des points A, B, C, D ont limité le risque d'instabilité par déversement (c'est-à-dire par flexion-torsion latérale), en laissant à la poutre toute liberté de déformation dans le plan vertical (flèches et rotations).

Au droit de l'application de la charge et au droit des appuis, des raidisseurs verticaux ont été soudés pour s'opposer à tout phénomène de voilement local.

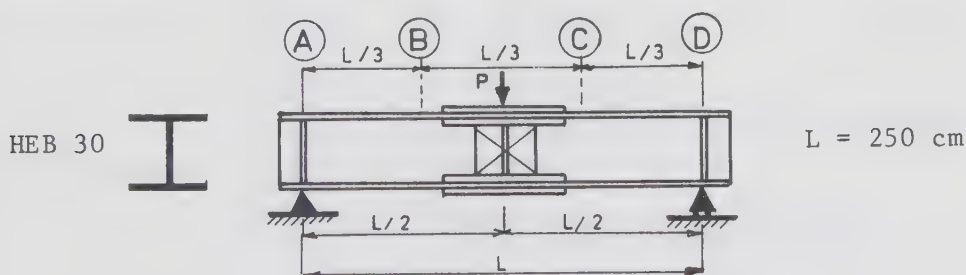


Figure 83

3ème Essai :

Le troisième essai a consisté à reprendre l'essai précédent, en conservant le dimensionnement optimal donné aux assemblages excentrique et concentrique, mais en diminuant les jeux précédents. Le jeu des boulons a été pris de 1 mm pour éviter un glissement d'ensemble de l'assemblage trop prononcé lorsque le taux des boulons dépasse la

valeur admissible. De plus, le jeu entre tronçons de poutre assemblés a été complètement annulé. Enfin, les deux supports latéraux médians de contreventement ont été rapprochés le plus possible l'un de l'autre, la seule limitation étant l'encombrement par la rotule du vérin (environ 50 cm). Ces nouvelles dispositions ont été adoptées pour que l'assemblage ait une meilleure rigidité initiale et présente une capacité de rotation supérieure à celle de l'essai précédent : théoriquement, on doit s'attendre à élargir le palier plastique jusqu'à la zone d'écrouissage de l'acier, sans un risque de perturbation par un phénomène d'instabilité.

Les calculs de dimensionnement de l'assemblage des essais 2 et 3 sont donnés au paragraphe V-4.

4ème Essai :

Le quatrième essai a été effectué avec les mêmes dispositions géométriques que celles de l'essai 3 (même longueur, position rapprochée des supports latéraux médians, jeu de 1 mm pour les boulons, jeu nul entre tronçons de poutre), mais l'assemblage a été volontairement sous-dimensionné.

Le but de cet essai était de mettre en évidence la rupture des différents éléments (boulons au niveau de l'âme, boulons et plaques au niveau des semelles). La configuration adoptée pour l'assemblage était : 2 files de 3 boulons de $\phi = 14$ mm pour les semelles et 1 rangé de 3 boulons de $\phi = 14$ mm pour l'âme.

V-4 DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE (2ème essai)

Caractéristiques de la poutre : HEB 300

Inertie du profilé = $I_x = 25.170 \text{ cm}^4$

Moment statique = $S = 934 \text{ cm}^3$

Epaisseur des semelles = $e = 19 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme = $a = 11 \text{ mm}$

Longueur de portée = $\ell = 250 \text{ cm}$

Limite élastique = $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$

Moment plastique = $M_p = \sigma_e \times 2S = 2,4 \times 2 \times 934 = 44,83 \text{ KdaN.m}$

Dimensionnement du couvre-joint d'âme :

L'effort tranchant repris par l'âme est $T = \frac{2 M_P}{L} = 35,86 \text{ KdaN}$.

Par suite de dispositions constructives (raidisseurs) et de la nécessité d'accès pour placer les jauges de mesures, la première rangée de boulons ne pouvait se situer qu'à 8,6 cm de la section de coupe située au droit de la charge ; on a donc pour excentricité de la charge :

$$e = 8,6 \text{ cm.}$$

L'abaque de l'annexe 4 ($n = 2$, $\phi = 14$), montre qu'une seule rangée de 4 boulons H.R. 8.8 de $\phi = 14 \text{ mm}$ est suffisante pour reprendre ces sollicitations ; elle donne pour valeur de rupture : $T_r = 36,4 \text{ K.daN}$

A noter que dans ce dimensionnement, on considère que l'âme ne prend aucune part du moment fléchissant.

Dimensionnement du couvre-joint des semelles :

Adoptant un dimensionnement optimal, on applique l'équation (4.13) (2 files de boulons étant manifestement la seule configuration possible) :

$$\frac{\sigma_r \left[\frac{b}{N} - (\phi + 2) \right] t}{92 d^2} = 4$$

Avec un diamètre $\phi = 14 \text{ mm}$; on a :

$$n' = \frac{38 \left[\frac{300}{2} - (14 + 2) \right] 19}{92 \times (14)^2} = 5,3 \text{ boulons, donc } n' > 4 ;$$

Avec un diamètre $\phi = 16 \text{ mm}$

$$n' = \frac{38 \left[\frac{300}{2} - (16 + 2) \right] 19}{92 \times (16)^2} = 4,0 \text{ boulons.}$$

La continuité des efforts dans les semelles sera donc assurée optimale par 5 boulons de $\phi = 16 \text{ mm}$.

Il suffit de vérifier que le couvre-joint ainsi dimensionné reprend un moment M_u supérieur au moment plastique de la section de la poutre ; on a :

$$M_u = P_u (h - e)$$

avec : P_u = charge de rupture de la plaque du couvre-joint ;
 h = hauteur de la section de la poutre ;
 e = épaisseur de la semelle.

Ici :

$$P_u = 2\{\sigma_r \left[\frac{b}{N} - (\phi+2) \right] e\} = 190,6 \text{ K.daN}$$

d'où :

$$M_u = 53,55 \text{ K.daN.m} > M_p$$

Remarques : a/ l'écart entre M_u et M_p se justifie dans la mesure où le calcul théorique intègre les effets de l'écrouissage dans les lois de comportement des boulons et des plaques, jusqu'à la rupture.

b/ on vérifie sans difficulté qu'il n'y a pas de risque de voilement local de la plaque supérieure du couvre-joint ; en effet, l'épaisseur de cette plaque étant de 11 mm, on a :

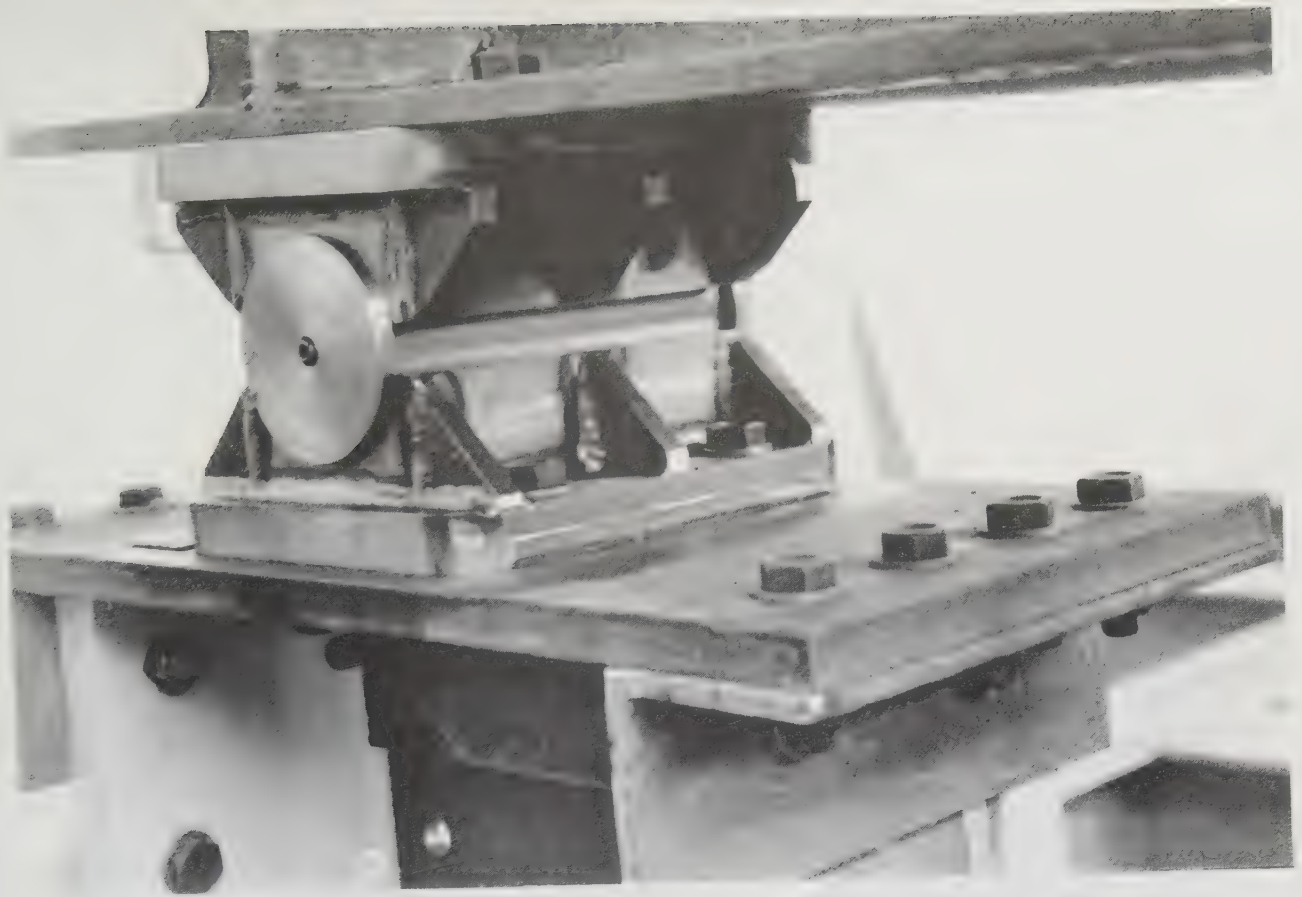
$$\begin{cases} \frac{b}{t} = \frac{65}{11} = 5,9 < 8,5 & \text{pour la pince de bord ;} \\ \frac{b}{t} = \frac{170}{11} = 15,5 < 32 & \text{pour la partie médiane entre les} \\ & \text{deux files.} \end{cases}$$

V-5 DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Les poutres testées reposaient à leurs extrémités sur deux appuis simples dont l'un était mobile et l'autre fixe (cf. photographie 84.a et 84.b). Ces appuis étaient fixés sur deux poteaux contreventés s'appuyant sur une dalle en poutrelles métalliques. On rappelle que des supports latéraux empêchaient le déversement des poutres testées, au niveau des appuis et au niveau de deux sections intermédiaires de la travée. La figure 85.b montre une vue globale d'un essai et la photographie 85.a une vue d'ensemble avant la mise en place du contreventement au déversement.

La conception des différents systèmes de mesure ainsi que l'appareillage correspondant sont donnés ci-après.

V-5-1 Dispositif anti-déversement et mesure



Photographie 84.a



Photographie 84.b

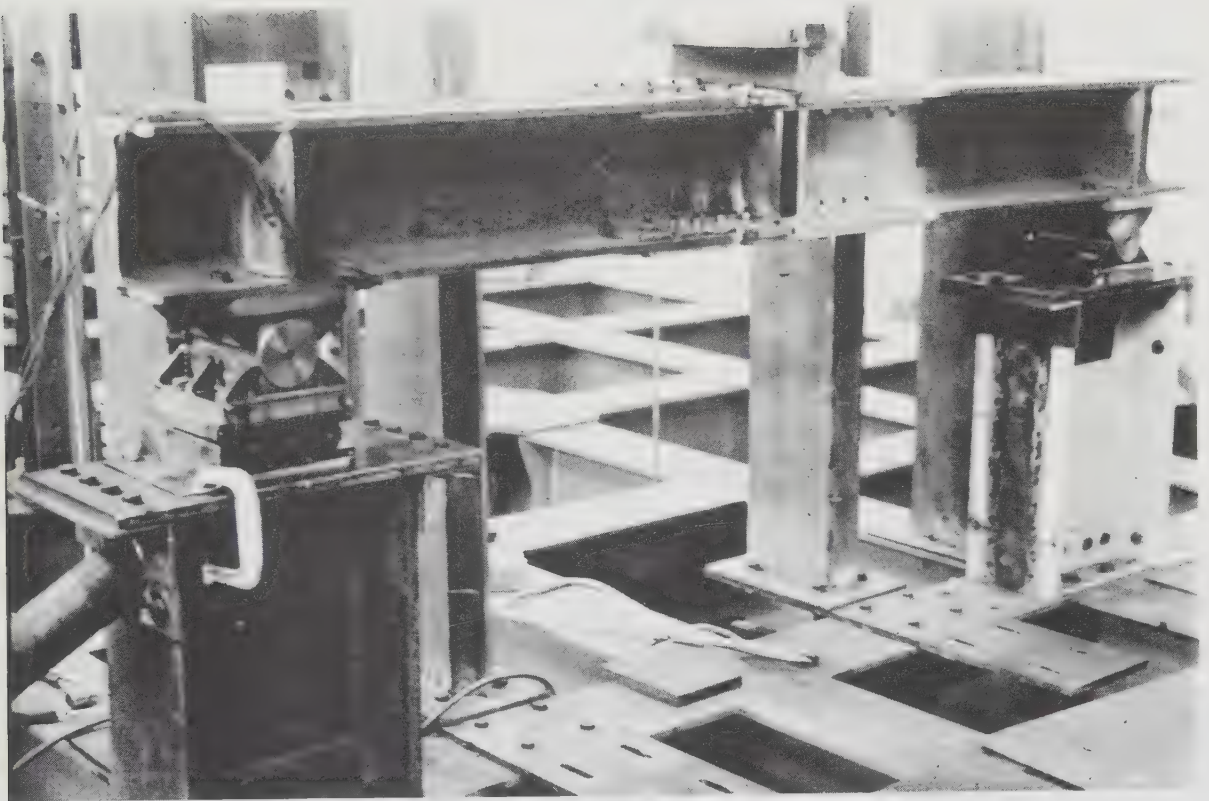


Figure 85.a

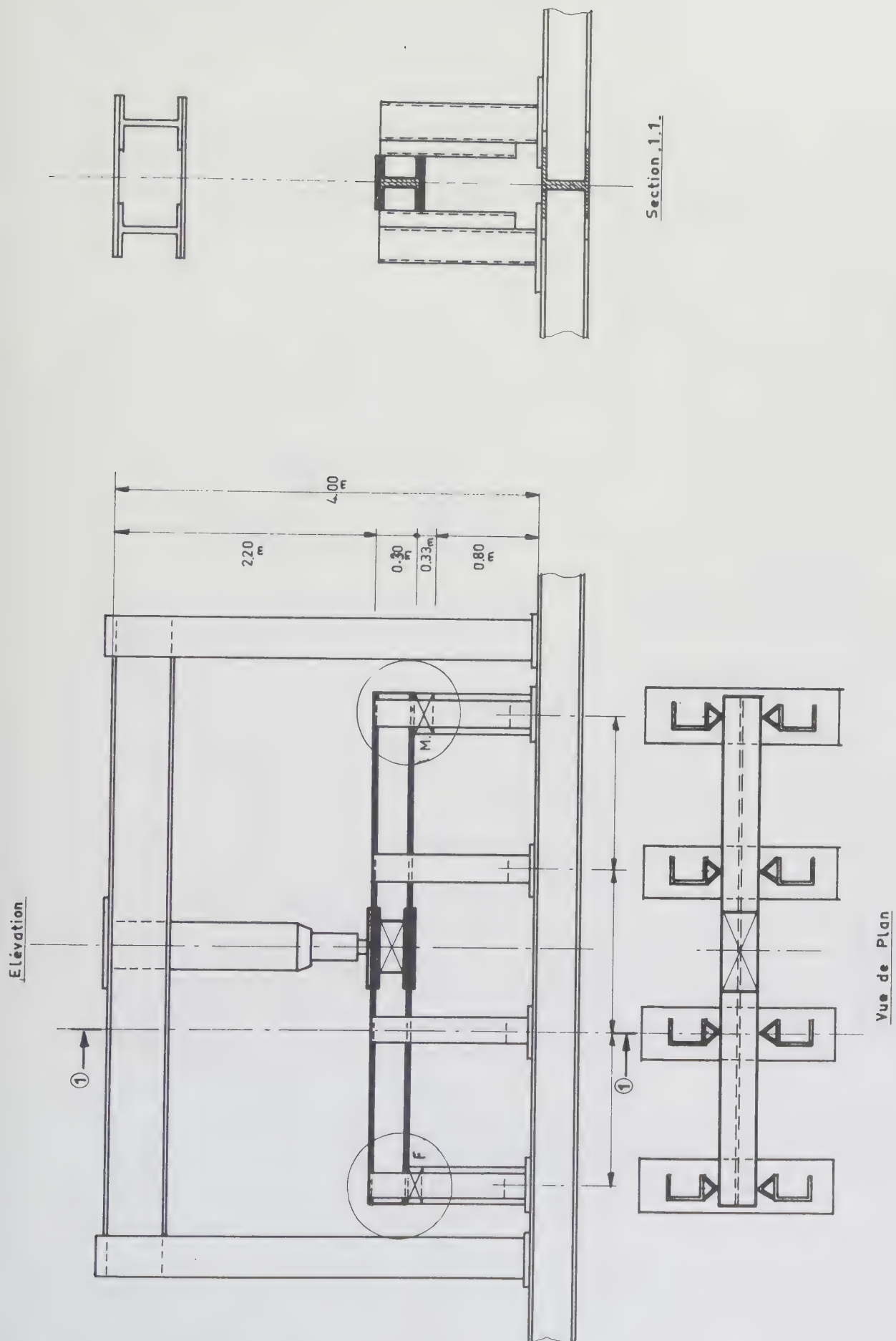


Fig : 85a

Chaque support latéral est un appui en forme de couteau. Il a été réalisé par soudure d'une cornière à ailes égales sur l'aile d'un profilé en U : les deux extrémités des deux ailes de la cornière sont solidaires du U, l'angle de la cornière servant de support sur toute la hauteur du profilé testé. La figure 86 montre le schéma de ce support latéral.

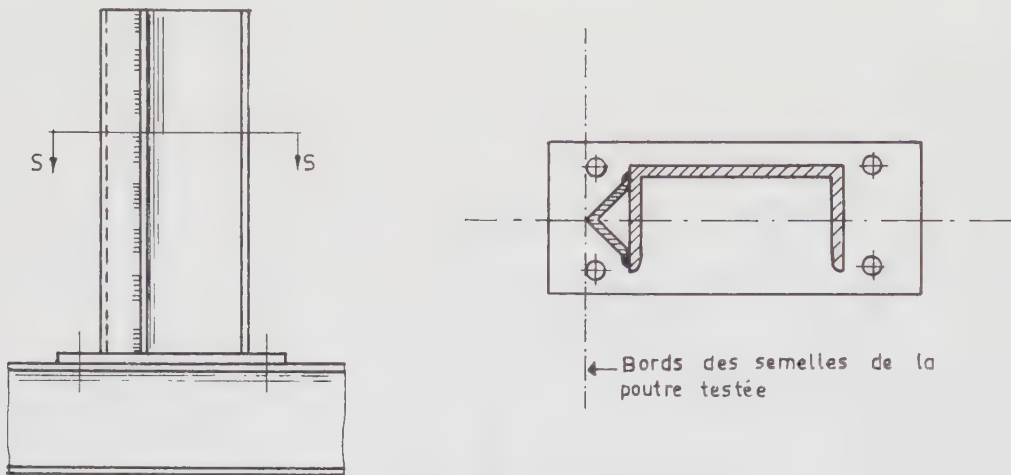


Figure 86

Pour la mesure d'un déversement éventuel hors du plan moyen de la poutre, on a conçu un dispositif mécanique représenté à la figure 87. Un tube cylindrique vertical permet le déplacement relatif de deux règles horizontales graduées de manière que le dispositif puisse être utilisé pour des profilés de différentes hauteurs. Un curseur à pointe peut se déplacer sur chaque règle, permettant de suivre le déplacement hors du plan d'un repère sur chaque semelle du profilé. On a pu ainsi contrôler, en cours d'essai, le déplacement hors du plan moyen de la semelle comprimée qui s'est montrée la plus sensible au déversement.

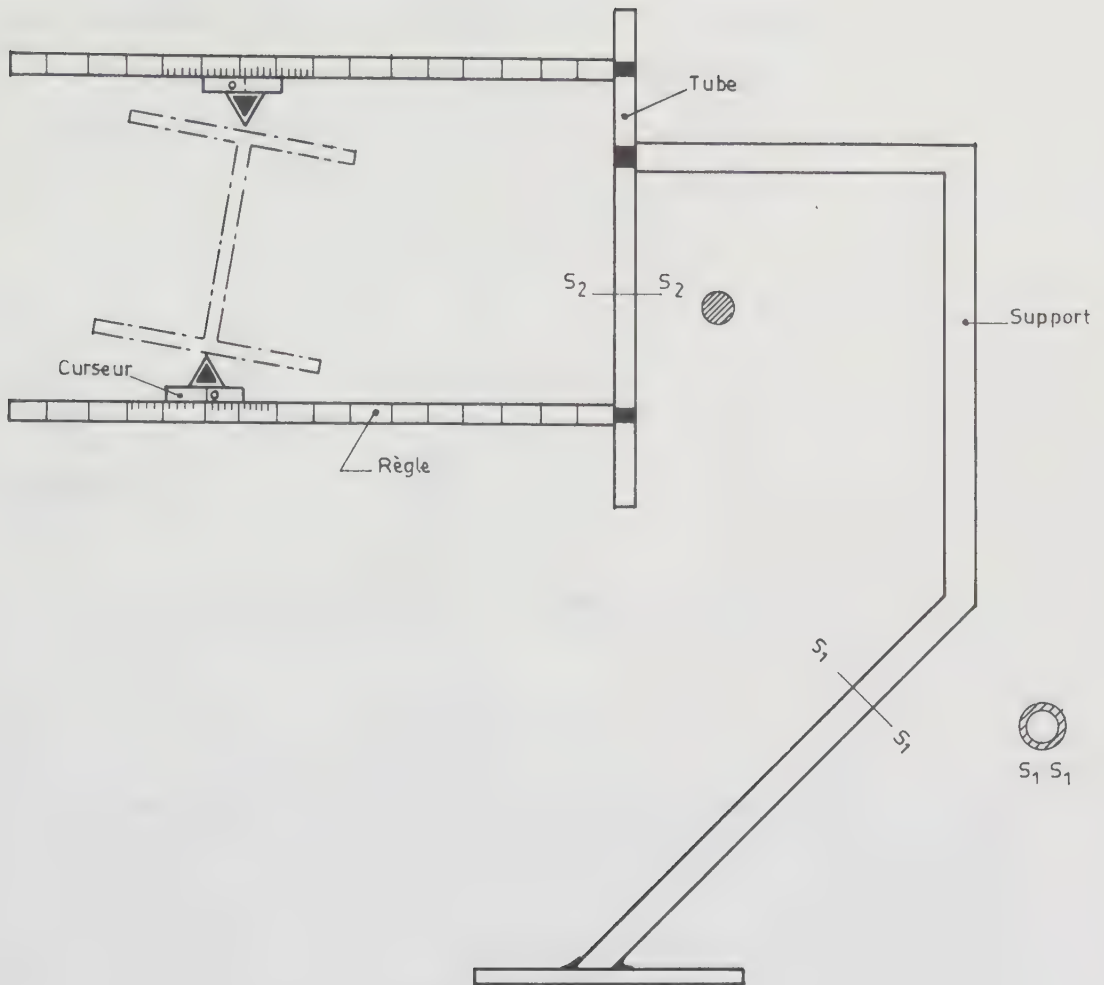


Figure 87

V-5-2 Mesure des rotations

V-5-2-1 Principe de calcul de la rotation caractéristique de la poutre : On a adopté comme variable géométrique caractéristique de la capacité de rotation de la poutre, l'angle θ formé par les deux tangentes aux extrémités de cette poutre. On se propose d'indiquer ici le calcul de θ à partir de mesures expérimentales.

La mesure des dilatations relatives en différents points répartis tout le long de la poutre permet la détermination de la courbure, à partir de la relation classique (hypothèse de BERNOUILLI) :

$$\psi = \frac{\epsilon}{y} \quad \dots (5.1)$$

avec :

ε = dilatation enregistrée de la jauge extensométrique ;
 y = distance entre l'axe neutre et la position de la jauge ;
 ψ = courbure de la section dans laquelle est située la jauge
 (cf. figure 88.a).

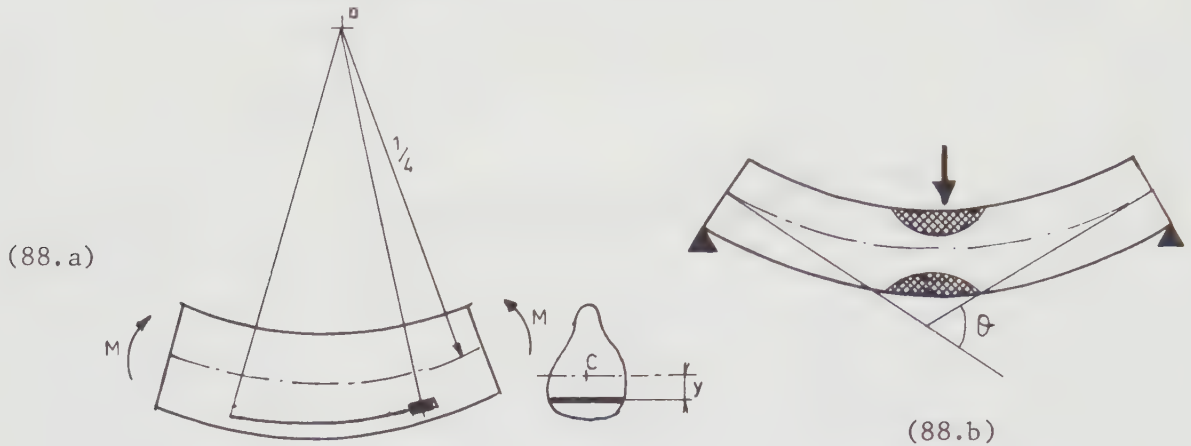


Figure 88

L'intégration du diagramme de courbure sur toute la longueur de la poutre donne la rotation θ cherchée (cf. fig. 88.b). Cette détermination de θ reste simple tant qu'on se situe dans le domaine élastique. Par contre, lorsque la section médiane se plastifie, l'intégration devient délicate car la courbure est extrêmement forte aux environs du point d'application de la charge. En fait, les déformations plastiques s'étendent sur toute la zone où le moment dépasse le moment maximum élastique.

Conformément aux schémas de la figure 89, on connaît la longueur de la zone plastifiée d'une poutre en double té, sur deux appuis simples chargée au milieu d'une force concentrée P (cf. fig. 89.a). Si l'on fait croître la force P jusqu'à ce que le moment maximum atteigne le moment plastique M_p (cf. fig. 89.b), la zone plastifiée s'étend jusqu'aux points où le diagramme bi-triangulaire des moments dépasse le moment élastique M_e . Avec un facteur de forme de la section du profilé à larges ailes égal à $f = 1,14$, cette zone plastifiée aura pour dimension :

$$\Delta l = L \left(\frac{M_p - M_e}{M_p} \right) = 0,123 L \quad \dots (5.2)$$

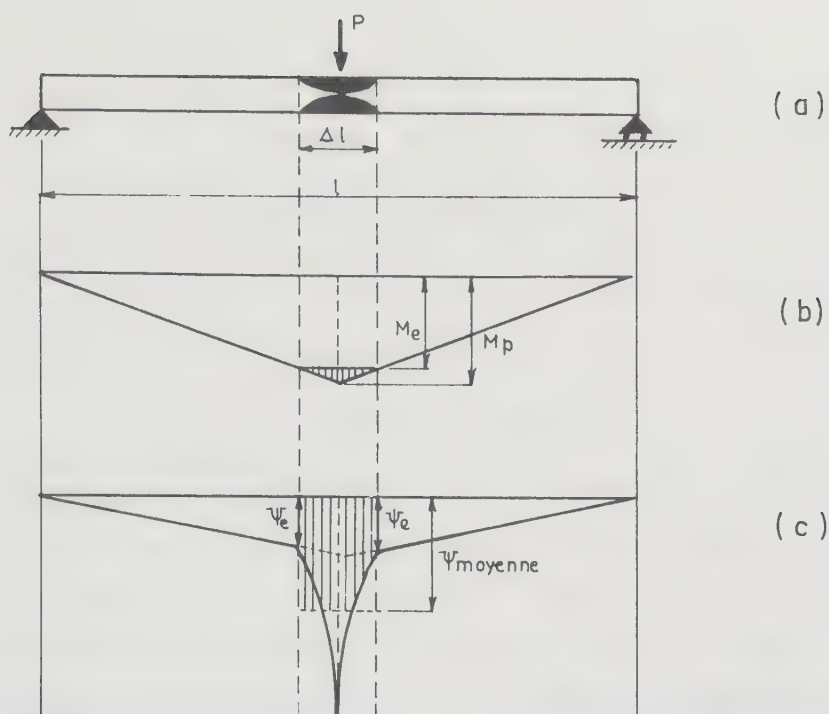


Figure 89

Le diagramme des courbures ψ (cf. fig. 89.c), linéaire dans la zone élastique de la poutre, prend une allure singulière dans la zone ΔL , la courbure ayant théoriquement tendance à prendre une valeur infinie au centre. En pratique dans la zone ΔL , on remplacera le diagramme singulier de ψ par un diagramme rectangulaire de surface équivalente. Expérimentalement, cette équivalence a été obtenue directement en prenant la moyenne des enregistrements de 3 jauges très rapprochées et situées sur la semelle tendue ; à savoir, les jauges J6, J18 et J9, distantes de la section de coupure respectivement de 40, 116 et 188 mm.

Remarque : On aurait pu convenir de définir la capacité de rotation par l'angle θ_R entre les tangentes des deux extrémités de la zone plastifiée. En fait θ_R n'est que légèrement inférieur à θ lorsque la plastification est avancée ; en outre, θ est plus accessible physiquement que θ_R puisqu'il correspond au double de la rotation de chaque section d'extrémité.

V-5-2-2 Dispositions technologiques :

Les jauges utilisées sont des jauges particulières (ref. technique EP 08.500 BH 120) de très grandes déformations mais nécessitant

une préparation spéciale en deux phases :

α/ Préparation des surfaces :

Cette phase de travail consiste à faire un lissage mécanique par papier émeri, un dégraissage avec du trichloréthylène et un passage avec un second liquide neutraliseur qui élimine les impuretés.

β/ Collage des jauges :

Les jauges sont positionnées par traçage à la pointe métallique puis collées avec le produit GAZ qui comprend deux composants. La brève durée de vie de cette colle, à partir de l'instant où les deux composants sont mélangés, exige que toutes les jauges soient parfaitement positionnées au départ afin que l'opération de collage soit exécutée le plus rapidement possible.

Le collage terminé, on applique une pression d'environ 1 bar sur les jauges et on fait subir à l'ensemble un traitement thermique de 40°C durant 12 heures. Ce traitement est bénéfique pour la colle qui peut alors transmettre parfaitement des déformations importantes de la pièce.

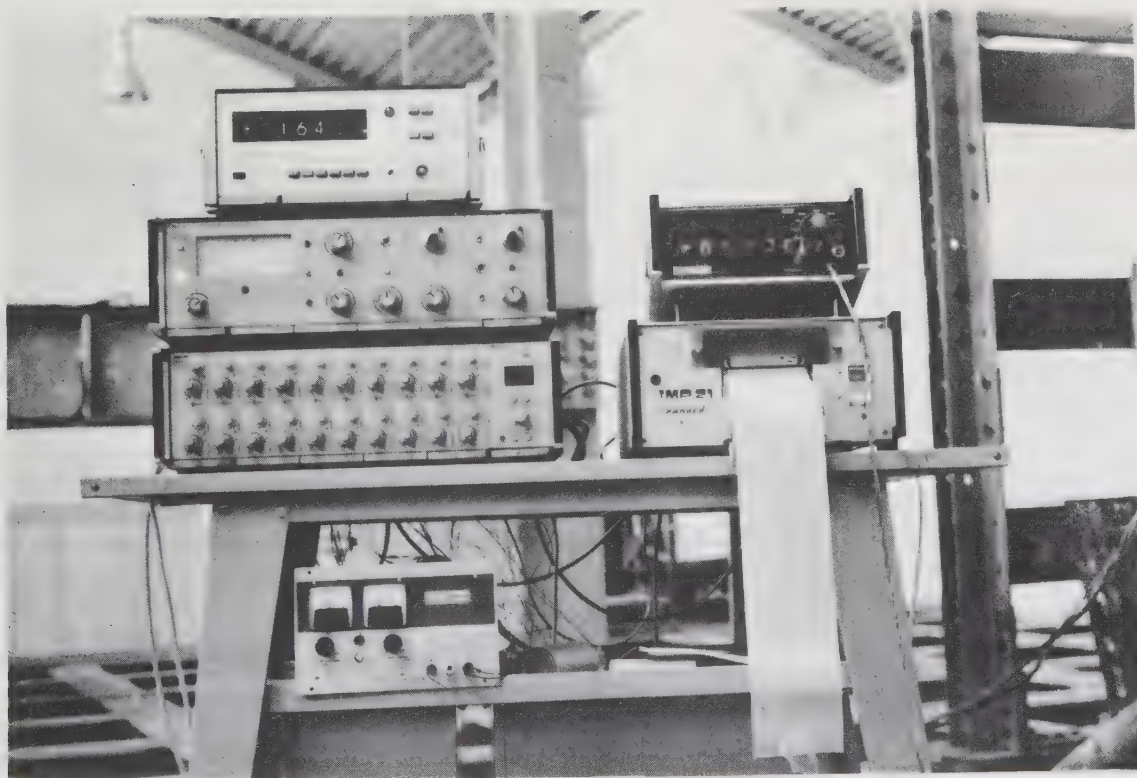
Les positions des différentes jauges et leur numérotation sont données à la figure 90 a pour le deuxième essai (les positions des jauges des autres essais sont données en annexe 7).

Cablage des jauges :

Elles sont montées en quart de pont, la branche extensométrique du pont comprenant 2 jauges symétriques par rapport au plan moyen de la poutre ; ce qui permet d'annuler dans les mesures de dilatations longitudinales tout effet de flexion latérale due au déversement.

Les jauges sont câblées à une boîte de voies additionnelles "PHILIPS" PT 2266/01, les lectures étant faites par un pont "PHILIPS" PR 9308 avec structateur automatique ; les résultats sont retranscrits sur une imprimante. Le schéma de la figure 90.b montre le circuit d'enregistrement de la charge du vérin ainsi que celui des déformations des jauges. La photographie 90.c donne une vue de l'ensemble : pont, voie additionnelle et imprimante.

Mise en charge : Elle a été assurée par un vérin différentiel de précision (marque SCHENCK), offrant une course de piston de 60 cm sous 100 KdaN en compression.



Photographie 90.c

POUTRE AVEC ASSEMBLAGE

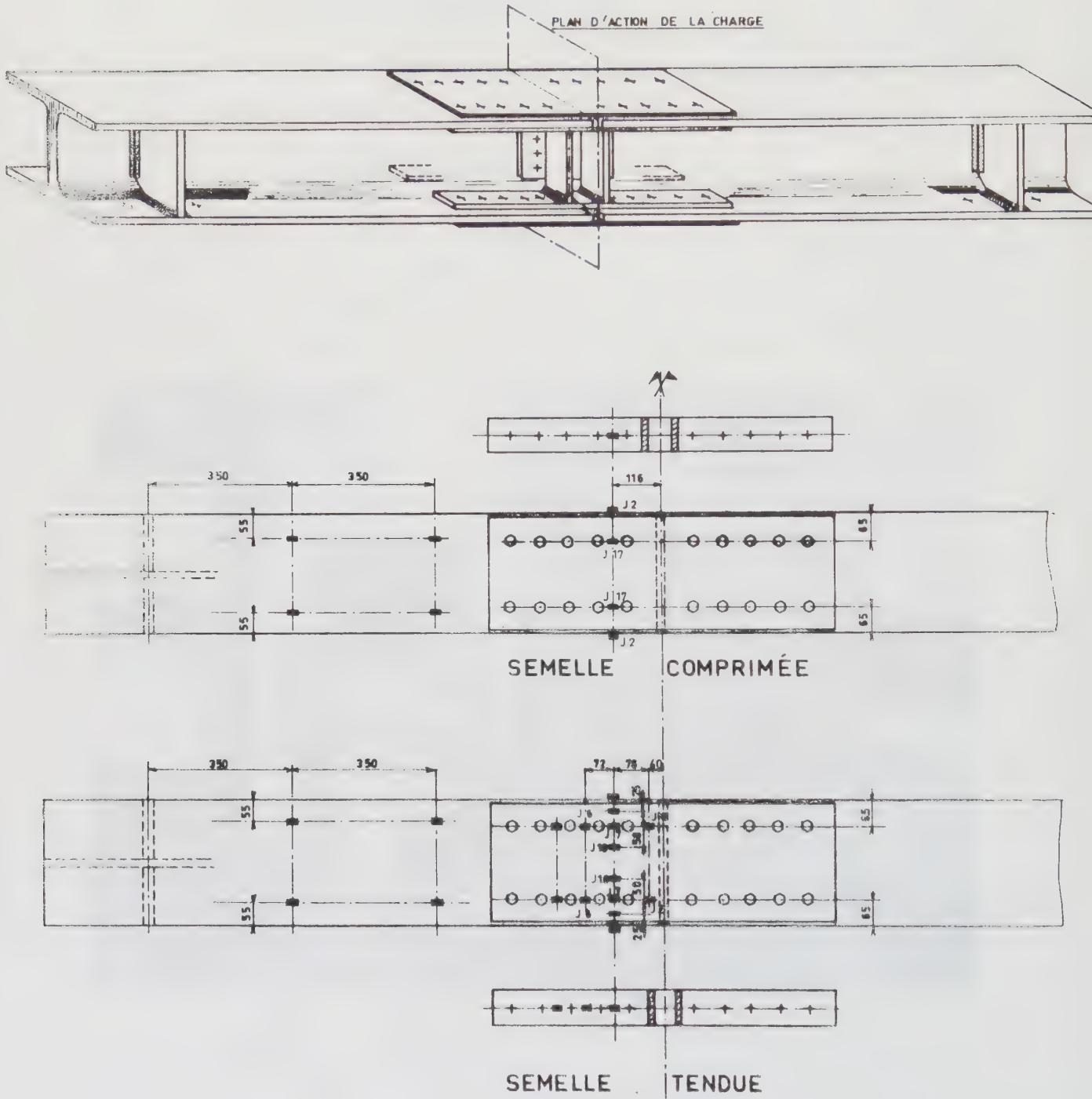


Fig. 90 a

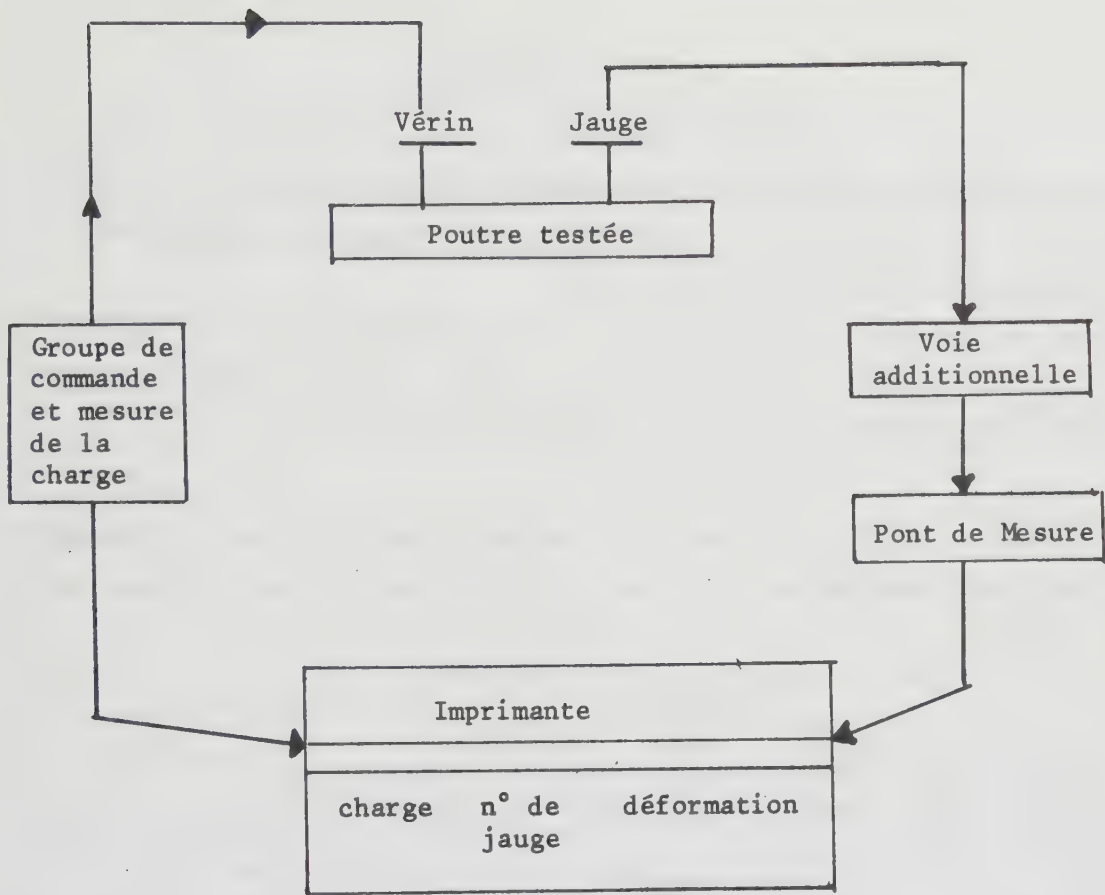
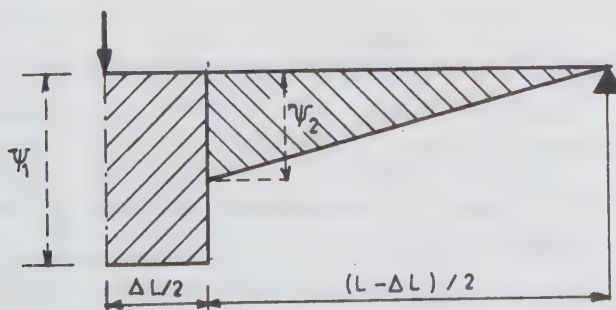


Figure 9 Q. b

V-6 DEPOUILLEMENT DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

V-6-1 Calcul de θ

θ se détermine aisément à partir de 2 ordonnées caractéristiques du diagramme des courbures à chaque stade de chargement : l'ordonnée moyenne ψ_1 dans l'intervalle ΔL plastifié ; l'ordonnée ψ_2 à l'extrémité de cet intervalle et juste dans la partie élastique. (cf. le schéma de la fig. 91)



On a :

$$\theta = \left[\psi_1 \Delta L + \psi_2 \frac{L - \Delta L}{2} \right] \quad \dots(5.3)$$

ψ_1 est donnée par exemple par la moyenne arithmétique des 3 jauges J6, J9 et J18 (cf. fig. 90.a); ψ_2 par 2 jauges suffisamment espacées dans la zone élastique, par exemple J3 et J4.

Le tableau (5.1) relatif au 2ème essai donne quelques unes des valeurs enregistrées par les jauges principales, ainsi que les valeurs θ correspondant aux charges appliquées et calculées suivant (5.3).

On peut représenter la courbe (P, θ) sous la forme adimensionnelle $(M/M_p, \theta/\theta_p)$; la rotation θ_p est celle qui correspond au début théorique du palier plastique, à l'instant atteint juste la valeur M_p :

$$\theta_p = \frac{M_p L}{2 EI} \quad \dots(5.4)$$

Le tableau (5.2) donne les valeurs de M/M_p et de θ/θ_p déduites du tableau (5.1).

TABEAU 5.1

P (KdaN)	J ₄ (x 10 ⁶)	J ₃ (x 10 ⁶)	$\frac{J_6 + J_{18} + J_9}{3}$ (x 10 ⁶)	J ₁₈ (x 10 ⁶)	J ₁₇ (x 10 ⁶)	$\theta \times (10^3)$ (radian)
10	43	83	143	117	- 124	1,2
20	84	165	300	246	- 264	2,6
30	127	248	460	374	- 377	4,0
40	177	337	600	456	- 486	5,7
50	216	416	710	589	- 640	7,0
60	275	500	850	784,2	- 838,8	7,6
66	304	560	7750	9468	- 10176	22,2
67	320	590	8800	9842	- 10604	23,6
69	350	660	9750	10768	- 11604	27,3
69.4	404	795	10500	11295	- 12440	30,2

TABLEAU 5.2

M/M_p	0,156	0,312	0,470	0,625	0,780	0,937	1,030	1,040	1,080	1,084
θ/θ_p	0,125	0,274	0,421	0,600	0,730	0,860	2,330	2,480	2,870	3,170

Des tableaux analogues à (5.1) et (5.2) pour les essais 1, 3 et 4 sont donnés en annexe 7.

Remarques : 1- Les mesures extensométriques des jauges placées sur la semelle comprimée ont été pratiquement les mêmes, au signe près, que celles sur la semelle tendue ; et ceci, y compris dans l'intervalle plastifié, comme on peut en juger en comparant les jauges J17 et J18 du tableau (5.1).

2 - La comparaison entre des jauges situées dans une même section, les unes dans l'alignement des boulons (J7), les autres au milieu des semelles J₁₈, a montré une répartition non uniforme des dilatations due à une concentration des contraintes au voisinage des trous. Aussi, d'un point de vue quantitatif, seules les jauges médianes ont été retenues.

V-6-2 Commentaires sur les essais 1 et 2

La figure 92 montre les différents résultats de la poutre de référence sans assemblages (1er essai) et de celle avec assemblages (2ème essai), ainsi que la courbe théorique (M/M_p , θ/θ_p). De cette figure, on peut tirer les observations suivantes :

a/ Rotation minimale :

Le 2ème essai avec assemblages montre un rapport en fin de domaine élastique θ/θ_p de 0,96, valeur sensiblement inférieure à la valeur théorique 1.

Le comportement de la poutre avec assemblages est linéaire au début du chargement et se confond pratiquement avec celui de la poutre sans assemblages ; (partie OA sur la figure). Ensuite, un glissement s'effectue par suite du dépassement du taux de travail admissible des boulons, glissement permis par le jeu entre boulons et trous.

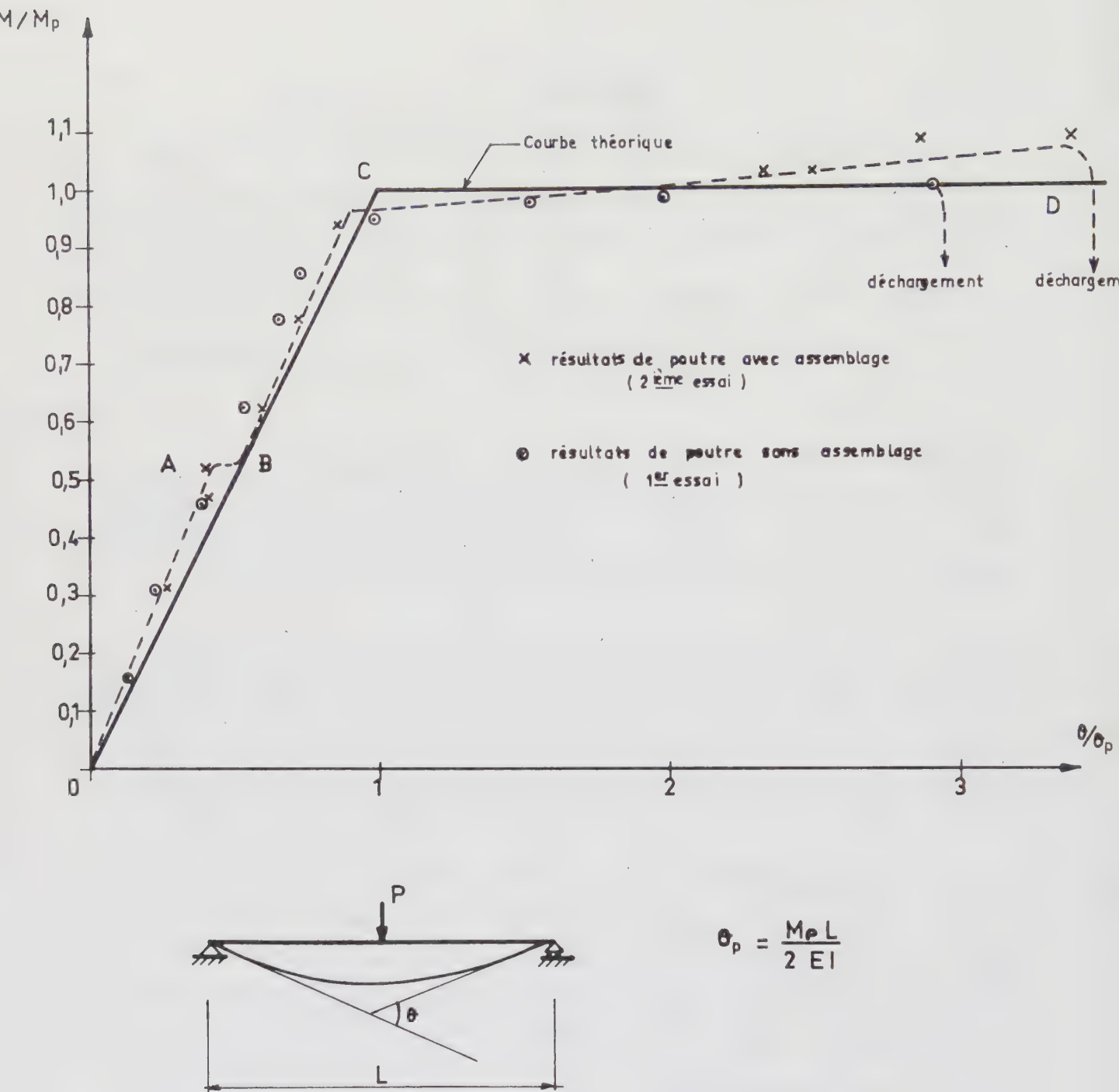


Fig. 92

Ce phénomène secondaire se traduit sur le graphe par une discontinuité AB en rotation, d'amplitude égale ici à 0,001 radians.

Si dans la partie OA la rotation très légèrement supérieure de la poutre assemblée par rapport à celle de la poutre normale n'est due qu'au jeu réalisé au montage entre les deux tronçons, par contre dans la partie BC, l'écart se trouve quelque peu amplifié par suite de la translation AB ; cet écart garde d'ailleurs une valeur à peu près constante de 0,0004 radians.

La rotation minimale pour atteindre le palier plastique étant satisfaite à 4 % près, on peut admettre raisonnablement que la poutre avec assemblages autorisera la formation de la première rotule plastique dans une ossature.

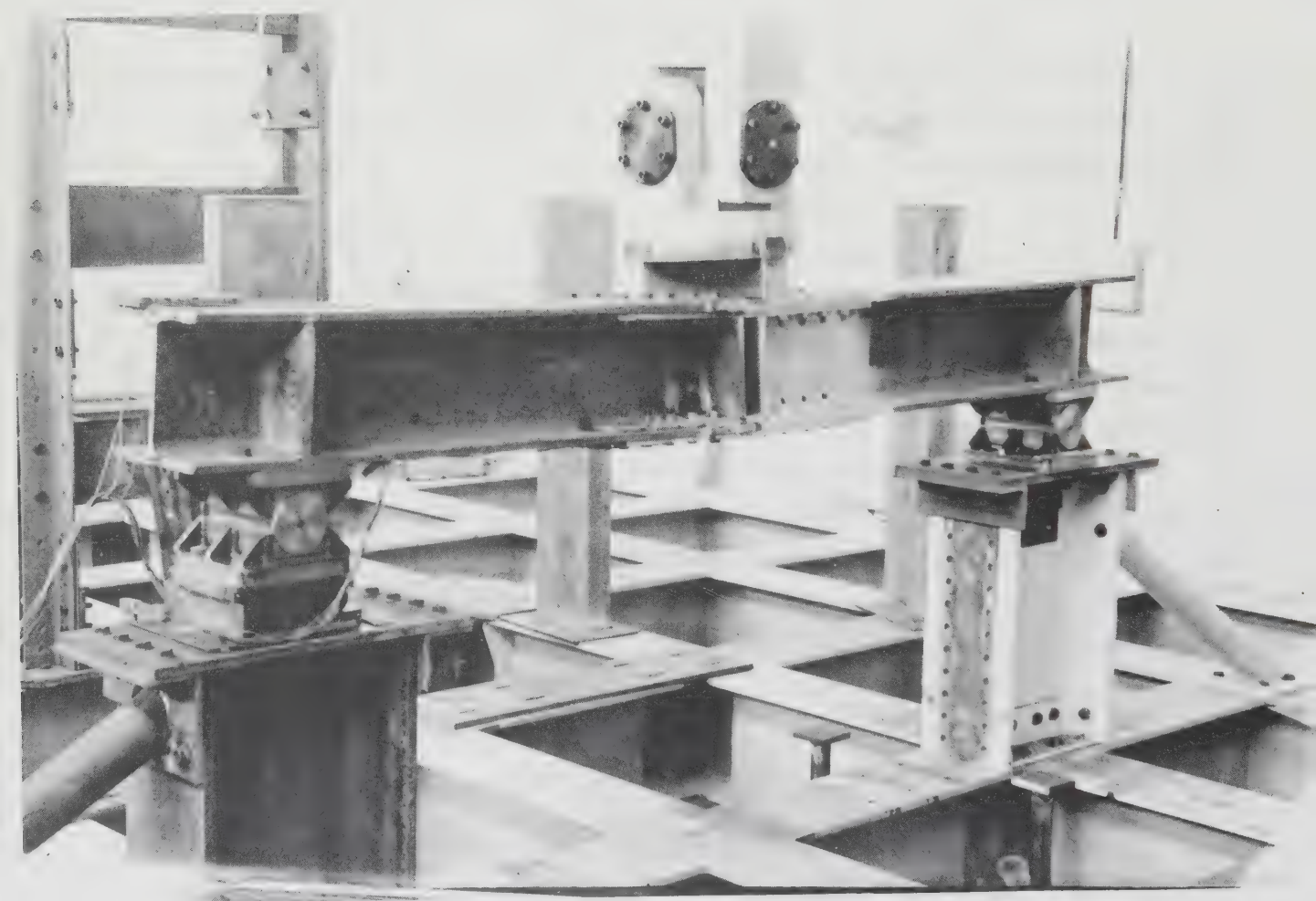
b/ Capacité de rotation :

En comparant la longueur du palier plastique de la poutre non assemblée à celui de la poutre avec assemblage, on constate que la présence de l'assemblage augmente légèrement la longueur du palier, d'environ 5 %.

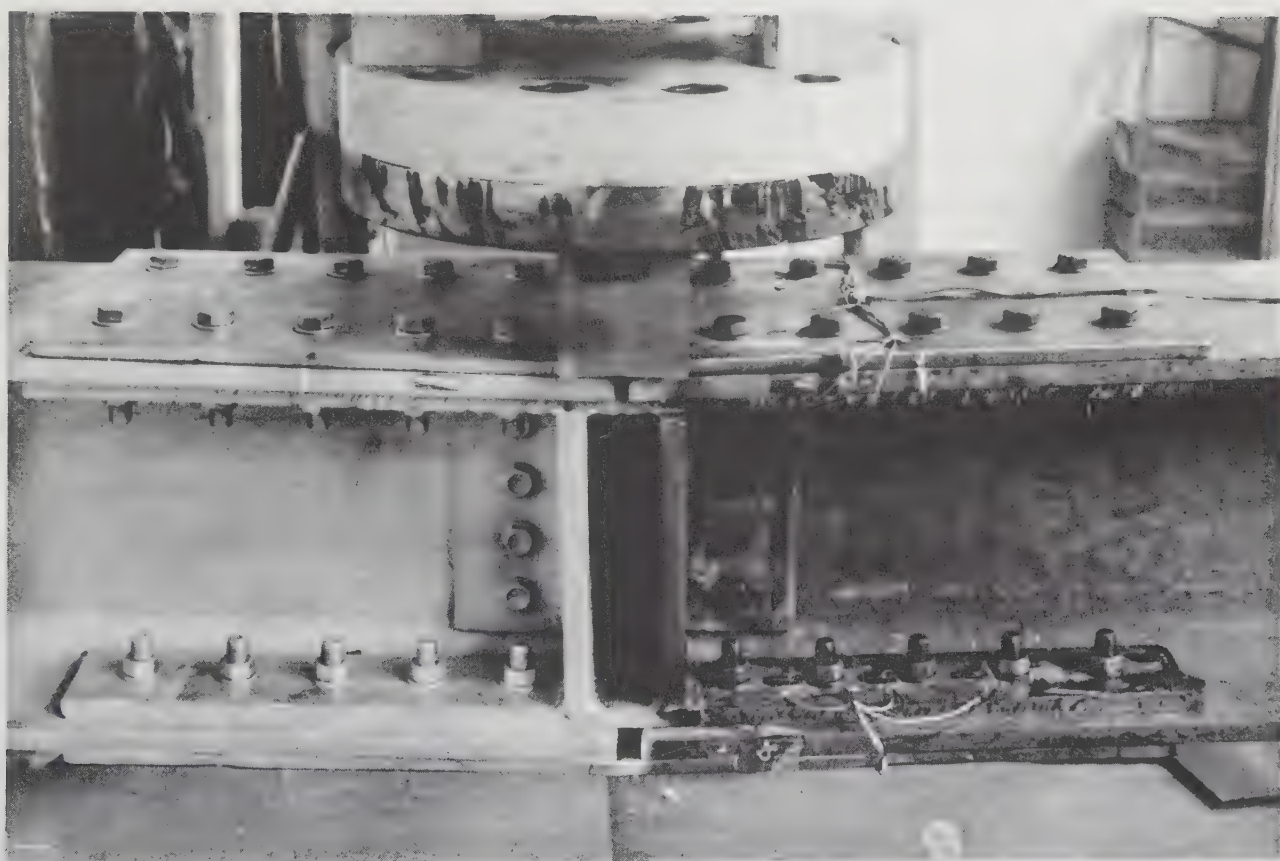
Si le palier plastique n'a pas été maintenu jusqu'à une valeur θ/θ_p voisine de 6 (recommandée d'ailleurs par les règlements américains) c'est que le phénomène de déversement a entraîné une ruine prématurée de la poutre par suite d'une longueur médiane contreventée trop lâche. Il semblerait par suite de la légère augmentation du palier plastique, que la présence des couvre-joints dimensionnés selon nos règles ne favorise guère le déversement, ce qui irait dans le sens de la sécurité.

c/ Résistance plastique :

La partie plastique de la courbe de la poutre assemblée présente un léger écrouissage qui la fait chevaucher le palier plastique de la poutre normale. Au stade de ruine par déversement, cela se traduit par une augmentation de 8 % de la charge de rupture ; ceci laisse supposer que la présence des couvre-joints conduit à une sécurité supplémentaire en comportement plastique. La photographie 93 et 94 localisent l'attention sur la région de la poutre affectée par le déversement.



Photographie 93



Photographie 94

V-6-3 Commentaires sur les essais 3 et 4

Sur la figure 95 sont cumulés les résultats des quatre essais et la courbe théorique (M/M_p , θ/θ_p). Nous insisterons essentiellement sur les résultats des essais 3 et 4 dont la description est donnée dans le paragraphe V.3.

V-6-3-1 3ème essai

a) rotation minimale

Cet essai montre, en fin de domaine élastique, un rapport θ/θ_p de 1,1 valeur supérieure à la valeur théorique 1.

En début de chargement ($M/M_p < 0,6$), le comportement de la poutre est linéaire et se confond pratiquement avec celui de la courbe théorique. Il faut noter que, par rapport au 2ème essai, le palier de glissement est pratiquement inexistant ; ceci s'explique par le fait que le jeu entre boulons et trous a été ramené de 2 mm à 1 mm et que le jeu entre les deux tronçons de poutre a été annulé.

La comparaison avec le 2ème essai montre un début de plastification pour une charge inférieure ($M/M_p = 0,6$ pour l'essai 3 ; $M/M_p = 0,9$ pour l'essai 2). Deux causes peuvent expliquer cette différence :

1° La réduction du jeu, déjà précisée, se traduit par le fait que les différents éléments de l'assemblage rentrent en contact à un stade de chargement inférieur ce qui tend à accélérer le travail de ces éléments dans le domaine inélastique :

2° La présence de contraintes résiduelles, d'importance variable d'une poutre à l'autre, peut dans cet essai contribuer à une apparition plus rapide de la plastification.

b) capacité de rotation

On constate que le palier plastique de ce 3ème essai a été maintenu jusqu'à une valeur θ/θ_p voisine de 6, la ruine s'effectuant par déversement de la partie centrale, les différents éléments du couvre-joint de l'assemblage ne présentant aucun signe annonciateur de rupture. La réduction de la partie médiane contreventée favorise l'augmentation de la capacité de rotation. Ceci nous permet de conclure avec assurance qu'avec un dispositif technologique, réalisant un contreventement dans le plan d'action de la charge, on obtiendrait une capacité de rotation nettement supérieure à celle enregistrée.

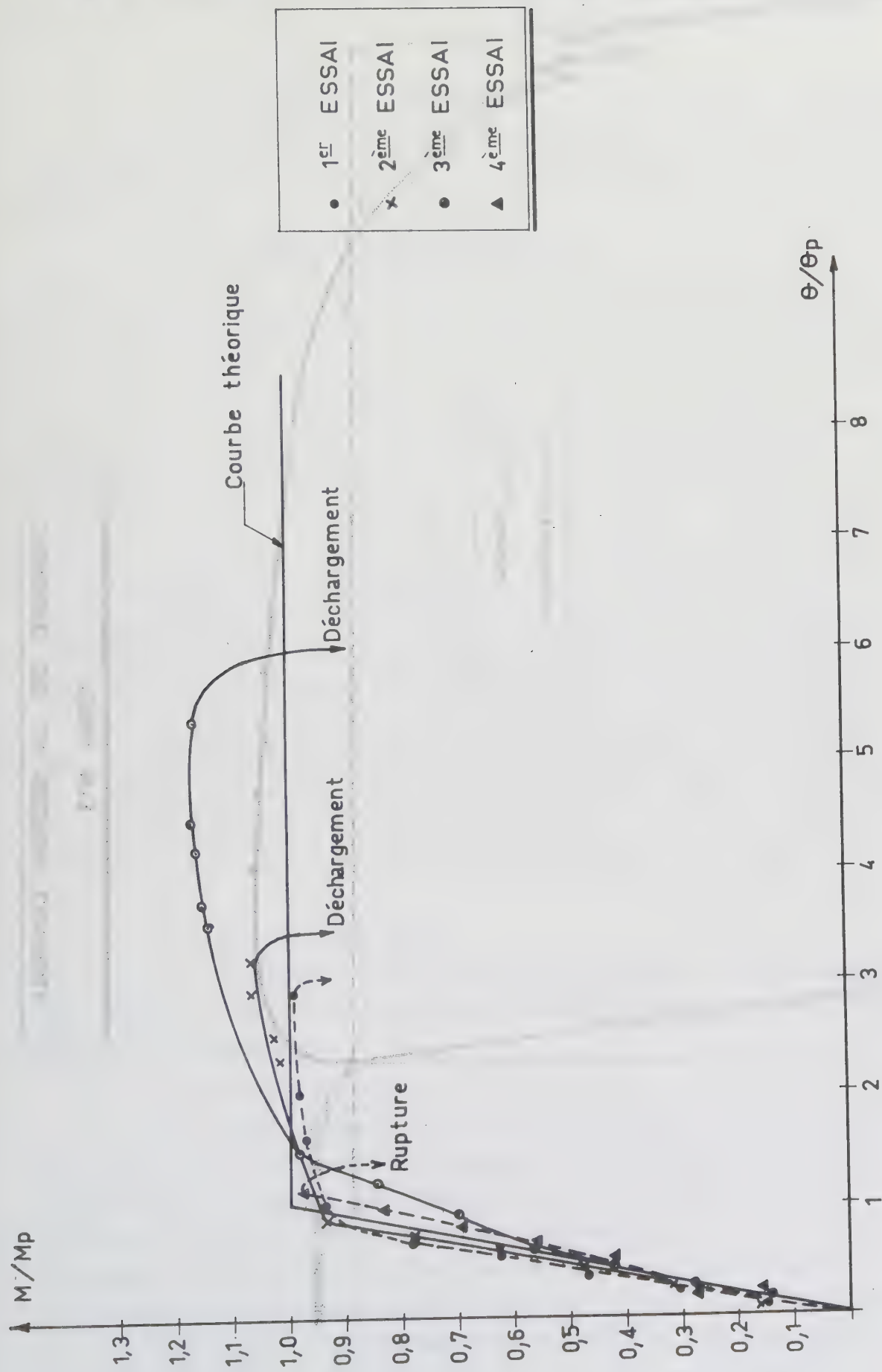


Fig. 95

COURBURE DE LA SECTION CENTRALE ESSAI N°3

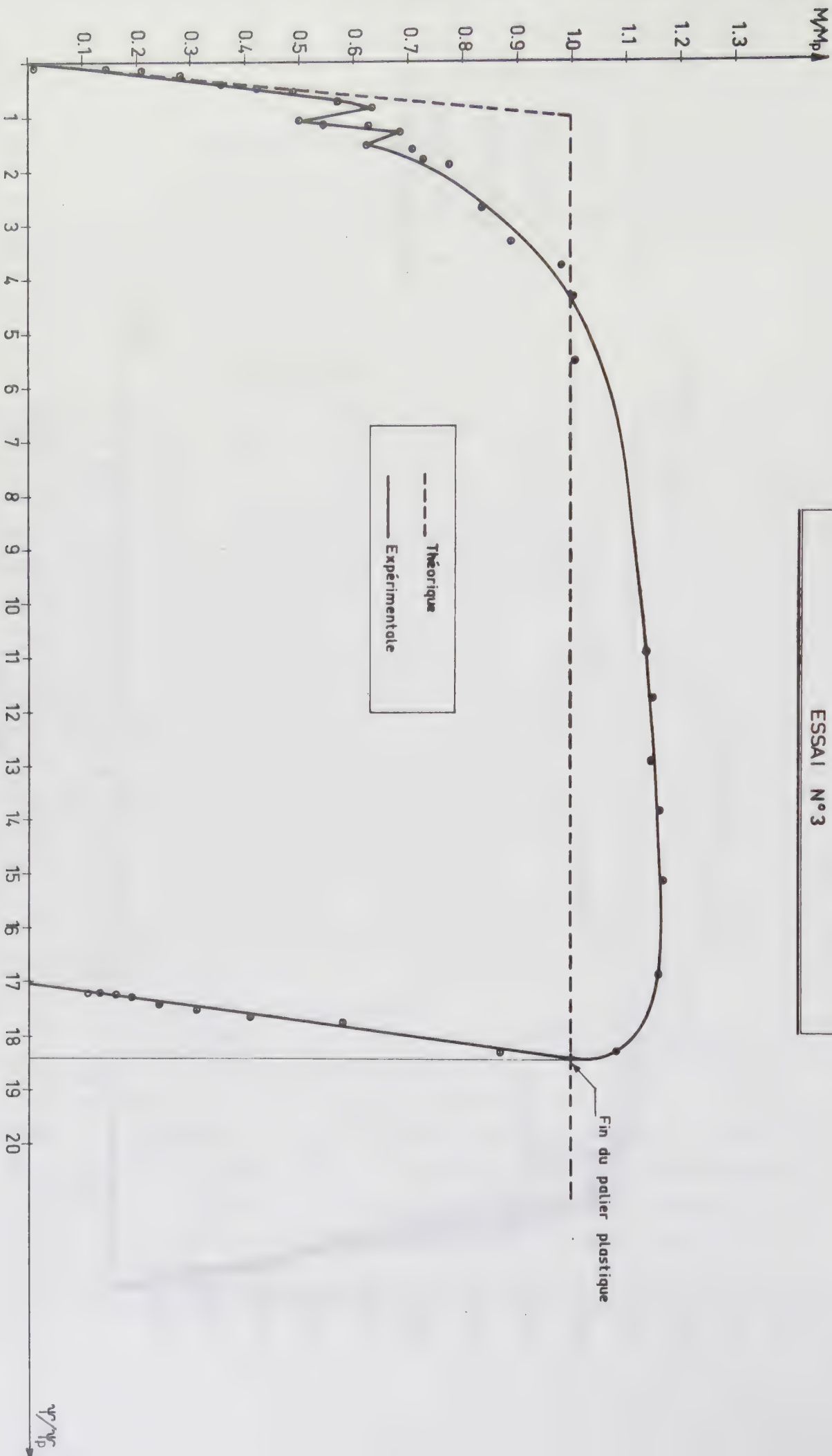


Fig. 96

c) résistance plastique

Au stade de la ruine par déversement, on constate une augmentation de 20 % de la charge à la rupture par rapport à la poutre normale.

d) courbure en milieu de portée

Un couple de jauges (J 14) placé dans le plan d'action de la charge, sur la semelle tendue, a permis la détermination expérimentale de la courbure ψ de cette section centrale qui est la plus sollicitée. Sur la figure 96 sont tracées les courbes théorique et expérimentale de M/M_p en fonction de ψ/ψ_p , ψ étant donné par la relation (5.1) et ψ_p représentant la courbure qui correspond au début théorique du palier plastique, à savoir :

$$\psi_p = \frac{M_p}{EI} \quad \dots (5.5)$$

On constate qu'il y a maintien du palier plastique jusqu'à une valeur de $\psi_{\text{rupture}} = 18 \psi_p$, résultant très satisfaisant puisque le diagramme contrainte-dilatation de l'acier E.24, ici utilisé, donne une valeur de ϵ (ou ψ) à la fin du palier plastique égale seulement à $13 \epsilon_p$ (ou ψ_p).

On remarque également qu'après la rupture, lors du déchargement de la poutre, la variation M/M_p en fonction de ψ/ψ_p est linéaire et quasiment parallèle à cette même variation enregistrée dans le domaine élastique ; ceci prouve, qu'après le déchargement, les déformations résiduelles sont essentiellement dues aux déformations plastiques.

V-6-3-2 4ème essai

L'assemblage constituant cet essai était sous dimensionné afin d'obtenir une rupture des moyens d'attache (boulons des couvre-joints de l'âme et des semelles.

a) mode de rupture

Les dimensions des assemblages des semelles ($\phi = 14 \text{ mm}$; $n' = 3$; $S > S_{op}$) conduisent à envisager, d'après le paragraphe IV-7-1 et la figure 73, une rupture de l'ensemble des boulons. Cette hypothèse a été vérifiée dans cet essai par la rupture, d'un seul côté du plan de chargement, de tous les boulons de l'assemblage de la semelle tendue ; la dissymétrie de la rupture peut provenir du fait que la charge exercée n'est pas ponctuelle et que, malgré toutes les précautions prises lors de la mise en place de la poutre, son plan d'action ne se confond pas

exactement avec le plan de symétrie de la poutre.

En ce qui concerne le mode de rupture de l'assemblage au niveau de l'âme, la rupture des deux boulons les plus éloignés confirme les prévisions théoriques sur la ruine des assemblages excentriques. Toutefois, il faut noter qu'il y a eu rupture d'un boulon intermédiaire situé sur la ligne moyenne de la poutre, ce boulon étant du côté du plan de chargement où il n'y a pas eu rupture des boulons au niveau de la semelle tendue ; les conditions de mise en charge, déjà évoquées, peuvent expliquer cette rupture.

Au cours de l'essai, on a observé une rupture simultanée des boulons des semelles et de l'âme sans que l'on n'ait pu déceler l'ordre effectif de la ruine des différents éléments de l'assemblage. Ceci prouve donc, d'une part, que l'assemblage de continuité constitue un ensemble qui travaille en bloc pour résister aux sollicitations qui lui sont appliquées et, d'autre part, que notre distinction entre assemblage d'âme et assemblage de semelle permet surtout de simplifier l'approche théorique du dimensionnement inélastique à la rupture.

b) résistance

Au niveau des semelles l'assemblage peut résister à un effort de cisaillement $F = 6 R_{\max}$ (2 files de 3 boulons) qui équivaut à un moment $M = F \times h$, ce dernier équilibrant le moment de flexion ($M = \frac{P L}{4}$) dû à la charge P appliquée au milieu de la poutre. La charge F théorique de rupture sera donc égale à :

$$F = \frac{24 R_{\max} h}{L} = 58,3 \text{ KdaN}$$

Au niveau de l'âme, la méthode de calcul simplifiée (paragr. III.6) donne une valeur théorique de charge à la rupture égale à 64,4 K.daN.

En fait, dans cet essai, la rupture de l'assemblage s'est produite pour une charge de 70 K.daN, charge supérieure à la valeur théorique prévue pour l'assemblage au niveau des semelles et de l'âme.

Cet écart, allant vers la sécurité, concorde avec les résultats (chapitre III) établis lors de l'étude des assemblages excentriques pris isolément. Par contre, en ce qui concerne les assemblages concentriques des semelles, l'écart enregistré (20 %) est supérieur à l'écart de 8 % noté dans le chapitre précédent (paragraphe IV-8-2-1). Cette différence d'écart peut s'expliquer également par le fait qu'il faut exercer un effort supplémentaire pour vaincre le frottement dû au

glissement entre les surfaces en contact, effort dont il n'est pas tenu compte lors de l'élaboration de l'analyse théorique.

c) Capacité de rotation

La ruine s'effectuant par rupture soudaine de l'assemblage dès que le moment M atteint le moment plastique M_p , le plateau de capacité de rotation est nul.

Cette série d'essais permet de constater que le jeu entre les trous et les boulons a un effet presque négligeable sur le comportement global de la poutre dans la relation (M, θ) . En outre, la présence d'un jeu raisonnable accroît sensiblement la résistance de l'assemblage puisque en plus du cisaillement, il faut un effort pour vaincre le glissement. Enfin, du point de vue pratique, un tel jeu rend plus aisé le montage des assemblages sur le chantier.

C O N C L U S I O N

Cette étude sur le comportement élasto-plastique d'assemblages de continuité par boulons à haute résistance a permis une meilleure évaluation des possibilités de ces assemblages tant du point de vue capacité de résistance que du point de vue capacité de déformation. Il a été possible de chiffrer les vrais coefficients de sécurité dans divers cas de configuration par rapport à l'état ultime de service, défini dans les règlements actuels (Règlements C.M. 66 et Recommandations de la Convention Européenne). A notre avis, notamment pour le domaine de la charpente métallique où les sollicitations sont quasiment statiques, ces coefficients de sécurité ne sont pas réalistes. Par exemple, ils paraissent excessifs dans le cas des assemblages excentriques tel qu'assemblages de consoles, couvre-joints d'âme de poutre ou de poteau, assemblages flexibles de poutre-poutre ou de poutre-poteau, où la théorie les donne toujours compris entre 4 et 6. Ils sont par contre relativement arbitraires dans le cas des assemblages concentriques de continuité de poutre, de couvre-joint de semelles de poutres ou de poteaux et de différents systèmes de treillis, variant par exemple dans le cas optimal entre 4, 7 et 1, 4 ; le sens de variation du coefficient de sécurité est d'ailleurs une diminution lorsque la sollicitation augmente, ce qui remet en cause la philosophie même de la sécurité dans les règlements actuels.

Un autre aspect positif de ce travail, d'un point de vue plus fondamental, est d'avoir montré que les réticences à développer une rotule plastique au sein même d'un assemblage ne sont pas nécessairement fondées ; le diagramme équivalent "moment - courbure" au droit de l'assemblage peut pratiquement être superposé à celui d'une section courante de poutre, offrant même un léger écrouissage qui va dans le sens de la

sécurité. Dès lors, il est possible d'envisager une doctrine cohérente de sécurité dans un calcul plastique d'ossatures, toutes les parties de l'ossature travaillant avec le même degré de sécurité.

En toute rigueur, on a pu se rendre compte que le dimensionnement élasto-plastique fait appel à des modèles mathématiques relativement élaborés, nécessitant des résolutions sur calculateur numérique. Dans les cas classiques, on peut toujours envisager de rassembler ces résultats sous forme d'abaques et des exemples ont été donnés dans ce sens. Mais à l'intention des ingénieurs de bureaux d'études, il est encourageant de noter que ces modèles mathématiques ont permis de déboucher sur des méthodes simplifiées de dimensionnement, que manifestement une démarche purement expérimentale n'aurait pu déceler. Deux méthodes simplifiées ont été proposées respectivement pour les assemblages excentriques et concentriques, qui restent valables lorsque ces deux types d'assemblage coexistent au droit d'une même section.

D'un point de vue plus personnel, ce travail nous a donné l'occasion d'acquérir une certaine expérience du calcul scientifique sur ordinateur, ayant eu à mettre au point, en langage Fortran IV, deux programmes de calcul pour la résolution des différentes analyses. Une attention particulière a dû être accordée au choix des processus itératif, indispensables pour la résolution de systèmes non-linéaires rencontrés en élasto-plasticité.

Sur le plan technologique, l'installation d'une plateforme d'essais, le montage d'un vérin hydraulique précis et de commande perfectionnée, l'acquisition d'un outillage adapté aux essais de structures métalliques (perceuse, poste de soudure, clés dynamométriques, machines outil...) a constitué pour nous une expérience fort profitable et très enrichissante qui nous a fait apprécier la valeur du travail en équipe dans un laboratoire.

Sur le plan de l'analyse expérimentale qui nous est apparue comme indispensable et complémentaire à toute théorie dans le domaine élasto-plastique, nous avons pu acquérir quelques compétences en extensométrie, aussi bien sur le plan technique (choix de jauges de grandes

déformations, recettes de collage,...) que sur le plan de la mesure et de l'enregistrement électronique (intérêt d'un scrutateur de voies et d'une imprimante rapides).

Nous pensons que ce travail est susceptible de prolongements car le domaine élasto-plastique des assemblages est encore mal connu. Comme perspectives, on peut signaler les suivantes :

- L'étude des assemblages par boulons H.R. avec platine d'extrémité pourrait être reprise selon une démarche scientifique analogue. Pour ce type d'assemblage où l'effet de levier a une influence essentielle sur la valeur exacte de la résistance ultime, aucune analyse jusqu'à ce jour n'intègre de manière correcte cet effet dans le comportement global de l'assemblage. Il y aurait lieu de faire une analyse de la plastification bi-dimensionnelle de la platine et de pouvoir calculer avec certitude l'effort total sur chaque boulon, sollicité ici en traction suivant son axe et parfois pas très loin de son taux de rupture.

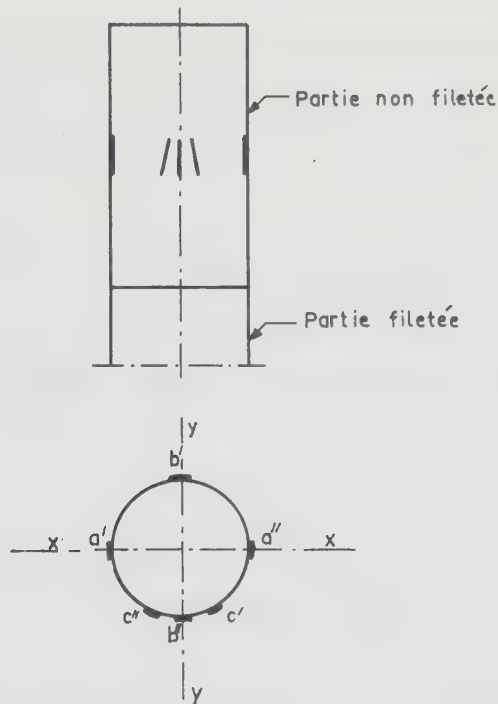
- L'étude d'assemblages de pieds de poteaux dans un domaine plastique, avec le problème du contact acier - béton et celui de l'ancrage. Bien que ce type d'assemblage ne se présente pas avec la même fréquence que celui des assemblages à platine d'extrémité, il reste indispensable dans des bâtiments industriels au même rang que les assemblages de continuité.

- L'étude d'assemblages de continuité par soudure d'angle, non entreprise dans le domaine plastique et pourtant digne d'intérêt par suite de la commodité de réalisation. Actuellement, on se contente de vérifier la résistance admissible du cordon de soudure sans chercher à intégrer le comportement de ce cordon dans le comportement global de l'assemblage. Pour être menée à bien, une telle étude pourrait s'inspirer de certains résultats sur la torsion élasto-plastique des profilés minces.

- ANNEXE I -

FORMULES D'EXPLOITATION DES MESURES EXTENSOMETRIQUES SUR BOULON H.R.

La disposition des jauges simples et de la rosette est montrée par la figure ci-après. Les jauges (b' , b'') servent pour la mesure de la flexion par rapport à ($x - x$) ; de même les jauges (a' , a'') concernent la flexion autour de ($y - y$). Quant à la rosette à 45° , elle donne le couple de torsion appliquée. L'effort de précontrainte est déterminé à la fois par (b' , b'') et (a' , a'').



Jauges (a' , a'') et (b' , b'') :

Soient ϵ'_a et ϵ''_a les lectures des déformations des jauges (a' , a''). On a :

$$\begin{aligned} \epsilon'_a &= \epsilon_t + \epsilon_{fy} \\ \epsilon''_a &= \epsilon_t - \epsilon_{fy} \end{aligned} \quad \text{d'où :} \quad \begin{cases} \frac{1}{2} (\epsilon'_a + \epsilon''_a) = \epsilon_t \\ \frac{1}{2} (\epsilon'_a - \epsilon''_a) = \epsilon_{fy} \end{cases}$$

De même, avec les jauges (b', b'') :

$$\begin{cases} \frac{1}{2} (\epsilon'_b + \epsilon''_b) = \epsilon_t \\ \frac{1}{2} (\epsilon'_b - \epsilon''_b) = \epsilon_{fx} \end{cases}$$

Rosette (c'', b'', c') :

Les dilatations linéiques principales sont égales à :

$$\begin{aligned} \epsilon_I &= \frac{\epsilon'_c + \epsilon''_b}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\epsilon''_b - \epsilon'_c)^2 + (\epsilon''_b - \epsilon''_c)^2} \\ \epsilon_{II} &= \frac{\epsilon'_c - \epsilon''_c}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\epsilon''_b - \epsilon'_c)^2 + (\epsilon''_b - \epsilon''_c)^2} \end{aligned}$$

et les contraintes principales correspondantes à :

$$\begin{aligned} \sigma_I &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_I + \nu \epsilon_{II}) \\ \sigma_{II} &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_{II} + \nu \epsilon_I) \end{aligned}$$

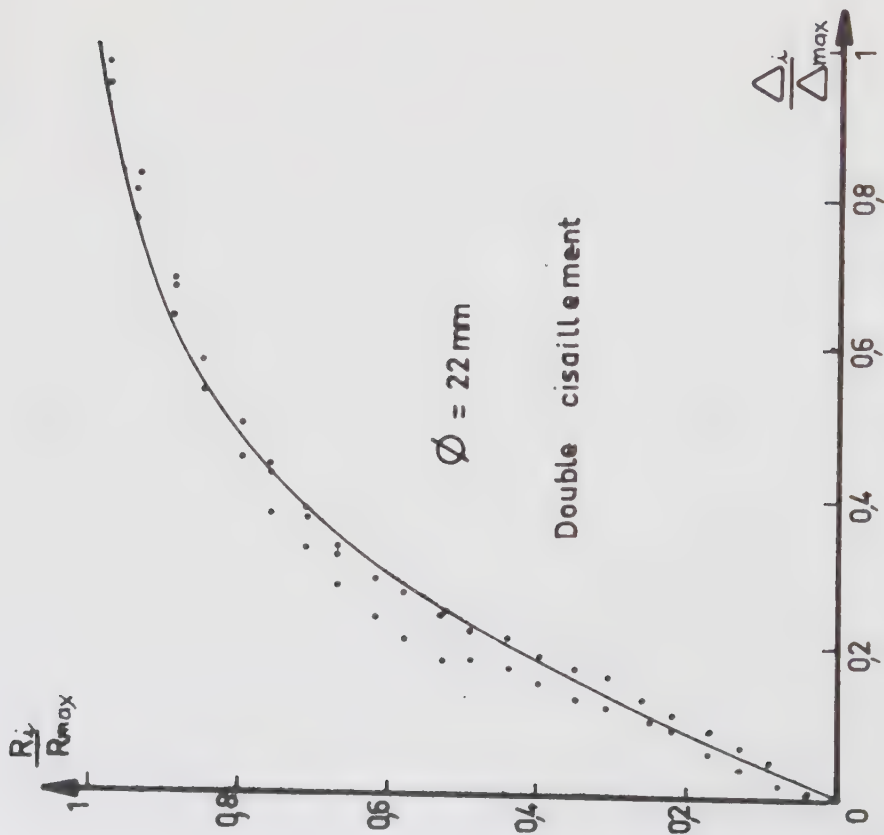
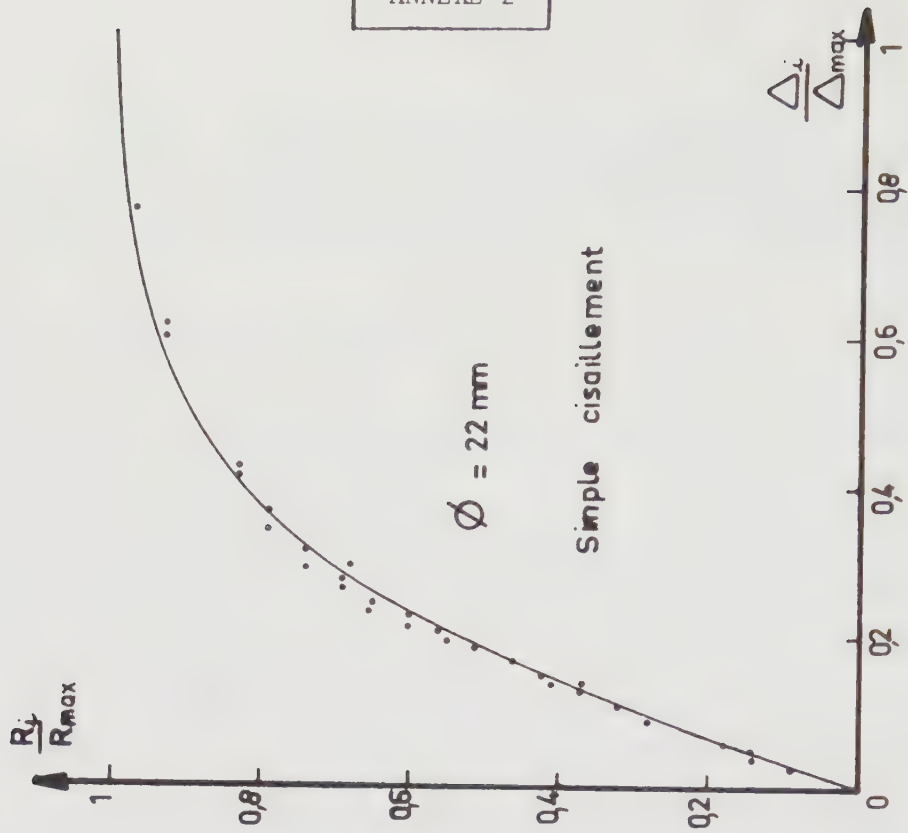
(E : module de YOUNG ; ν : coefficient de Poisson).

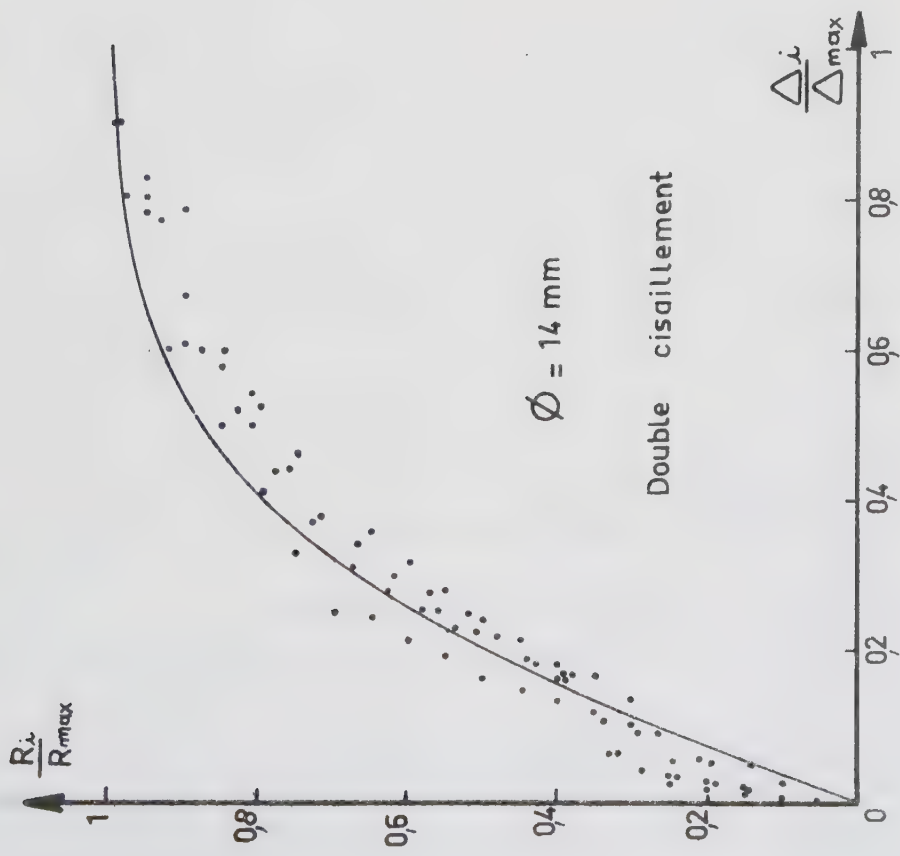
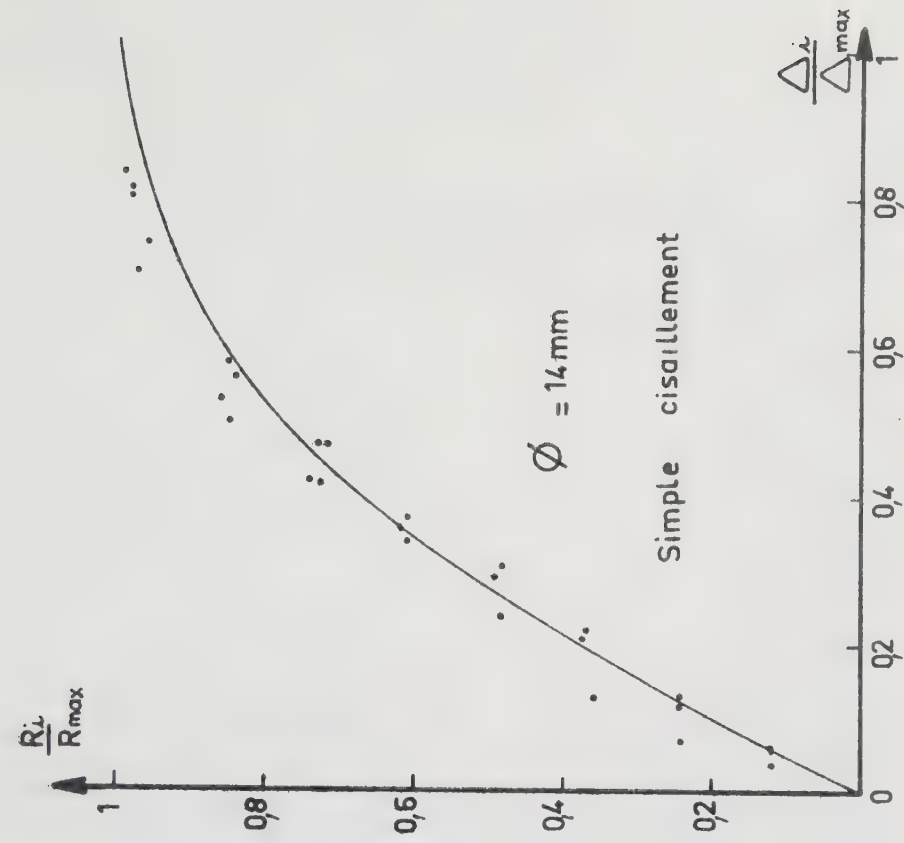
Mais :

$$\begin{aligned} \sigma_I &= \frac{\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 \tau^2}}{2} \\ \sigma_{II} &= \frac{\sigma - \sqrt{\sigma^2 + 4 \tau^2}}{2} \end{aligned}$$

A partir des lectures des différentes jauges et par application des relations précédentes, la valeur de τ peut être déterminée, d'où la valeur du couple de serrage C ($\tau = \frac{16C}{D^3}$ avec D : diamètre du boulon).

ANNEXE 2





```

AB08A2=09 15*11*73
J08 ACTIVATED MACHALY 5003 16*48*50*
J08,T MACHALY,5003,8301.10INT
LIMIT (TIME,10)
TITLE CALCUL ASSEMBLAGE ECCENTRIQUE
FORTRAN SI,LS,GS(ASS,P1,P2,P3)

```

CALCUL ASSEMBLAGE ECCENTRIQUE

```

1:      INTEGER TYPE
2:      1 READ(105,5,END=100)TYPE
3:      GO TO (10,20,30)TYPE
4:      10 CALL P1
5:      GO TO 1
6:      20 CALL P2
7:      GO TO 1
8:      30 CALL P3
9:      GO TO 1
10:     100 STOP
11:     5 FORMAT(I1)
12:     END

```

CALCUL ASSEMBLAGE ECCENTRIQUE

```

1:      SUBROUTINE P1
2:      REAL RR(6),PP(6),B(6)
3:      WRITE(108,150)
4:      READ(105,99)NCAR
5:      DO 60 K=1,NCAR
6:      1 READ(105,100)METHODE,RMAX,A,F,G
7:      OUTPUT : '1;OUTPUT : '1;OUTPUT METHODE,RMAX,A,F,G
8:      WRITE(108,120)(I,I=1,6)
9:      D=0.5*A
10:     R0=A
11:     DO 60 E=1,5,1
12:     DO 50 N=1,6
13:     YN2=(A/2+(N-1)*A)**2
14:     5 Y=-A/2
15:     S=P=0
16:     DO 20 I=1,N
17:     Y=Y+A
18:     R=SQRT(R0*R0+Y*Y)
19:     GO TO (10,15)METHODE
20:     10 C=R/SQRT(R0*R0+YN2)
21:     GR=F*(TANH(G*C))
22:     GY=GR/R
23:     S=S+R*GR
24:     GO TO 16
25:     15 GY=1/R
26:     S=S+R
27:     16 P=P+GY
28:     20 CONTINUE
29:     R1=S/(P*(E+R0+D))
30:     IF (ABS(R0-R1)-0.01,40,40,30)
31:     30 R0=R1
32:     GO TO 5
33:     40 RR(N)=R1/PP(N)=P*RMAX**2*R0;B(N)=PP(N)*E
34:     50 CONTINUE
35:     WRITE(108,110)E,(RR(N),N=1,6),(PP(N),N=1,6),(B(N),N=1,6)
36:     60 CONTINUE
37:     99 FORMAT(I2)
38:     100 FORMAT(X,11,4(X,F6.3))
39:     120 FORMAT(//5X'N'6I12/3X'E'2X'11'/80('1-1))
40:     110 FORMAT(T7'11'/15'1R0 16(4X,F9.3)/T7'1P1 16(4X,F9.3)/T7'1B 16(4
41:     1X,F9.3))
42:     150 FORMAT(///,***1RANGEE***METHODE ITERATIVE,///)
43:     200 RETURN
44:     END

```

CUL ASSEMBLAGE ECCENTRIQUE

```

1:      SUBROUTINE P2
2:      REAL RR(6),PP(6),B(6)
3:      WRITE(108,150)
4:      READ(105,99)NCAR
5:      DO 60 K=1,NCAR
6:      READ(105,100)METHODE,RMAX,A,F,G
7:      OUTPUT : 1;OUTPUT : 1;OUTPUT METHODE,RMAX,A,F,G
8:      WRITE(108,120)(I,I=1,6)
9:      R0=A
10:     N=A
11:     DO 60 F=1,5,1
12:     DO 50 N=1,6
13:     YN2=(A/2+(N-1)*A)**2
14:     5 X=R0-A/2;XP=R0+A/2
15:     RN=SQRT(XP*XP+YN2)
16:     Y=-A/2
17:     S=SP=T=TP=0
18:     DO 20 I=1,N
19:     Y=Y+A
20:     R=SQRT(Y*X+Y*Y)
21:     RP=SQRT(XP*XP+Y*Y)
22:     G0T0(10,15)METHODE
23:     10 C=R/RN;CP=RP/RN;
24:     GR=F*(TANH(G*C));GRP=F*(TANH(G*CP))
25:     S=S+GR*R;Sp=Sp+GRP*RP
26:     T=T+GR/R;TP=TP+GRP/RP
27:     G0T020
28:     15 S=S+R;Sp=Sp+RP
29:     T=T+1/R;TP=TP+1/RP
30:     20 CONTINUE
31:     P=(T*X+TP*XP)*RMAX*2
32:     R1=((S+Sp)/(F+R0+D)+(T+Tp)*A/2.)/(T+Tp)
33:     IF(ABS(RP-R1)-0.01)40,40,30
34:     30 R0=R1
35:     G0T05
36:     40 RR(N)=R1;PP(N)=P;B(N)=P*F
37:     50 CONTINUE
38:     WRITE(108,110)F,(RR(N),N=1,6),(pp(N),N=1,6),(R(N),N=1,6)
39:     60 CONTINUE
40:     99 FORMAT(12)
41:     100 FORMAT(X,11,4(X,F6.3))
42:     120 FORMAT(//5X(N,6)12/3X(F12X11'/80(1-1))
43:     110 FORMAT(T7'11'/15' 1R0 16(4X,F9.3)/T7'1P1 16(4X,F9.3)/T7'1B
44:     1X,F9.3))
45:     150 FORMAT(///1***2 RANGE***METHODE ITERATIVE1///)
46:     200 RETURN
47:     END

```

CUL ASSEMBLAGE ECCENTRIQUE

```

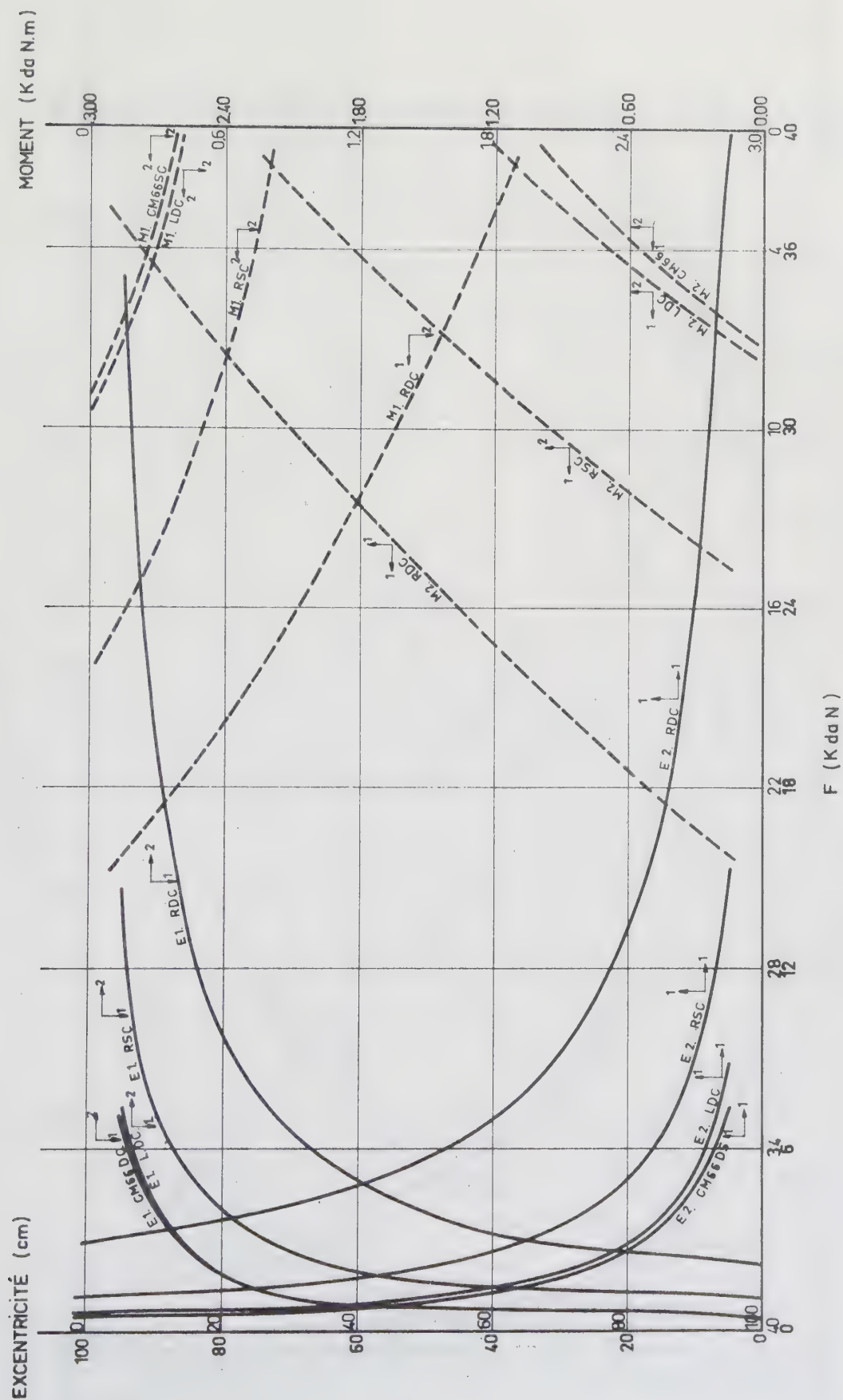
1:      SUBROUTINE PR
2:      REAL P1(6),P2(6),B1(6),B2(6)
3:      WRITE(108,150)
4:      READ(105,99)NCAR
5:      DO 60 K=1,NCAR
6:      1 READ(105,100)RMAX,A
7:      OUTPUT1 1;OUTPUT1 1;OUTPUT RMAX,A
8:      WRITE(108,210),(I,I=1,6)
9:      DO 60 E=1,5,1
10:     DO 50 N=1,6
11:     YN2=(A/2+(N-1)*A)**2
12:     XP=A*0.5
13:     5 Y=-A/2
14:     S=SP=0
15:     DO 20 I=1,N
16:     Y=Y+A
17:     S=SQRT(Y*Y);Rp=SQRT(XP*XP+Y*Y)
18:     RM=SQRT(YN2);RMP=SQRT(XP*XP+YN2)
19:     S=S+R*R;SP=SP+Rp*Rp
20:     20 CONTINUE
21:     P1(N)=RMAX/SQRT(((1/(4*N*N))+(((E+0.5*A)*RM)/(2*S))**2))
22:     P2(N)=RMAX/SQRT(((1/(16*N*N))+(((F+A)*RMP)/(4*SP))**2)+(((F+A)*A
23:     1 (16*N*SP)))
24:     B1(N)=E*P1(N)
25:     B2(N)=E*P2(N)
26:     50 CONTINUE
27:     WRITE(108,200)F,(P1(I),I=1,6),(P2(I),I=1,6),(B1(I),I=1,6),(B2(I)
28:     1=1,6)
29:     60 CONTINUE
30:     99 F9FORMAT(1,2)
31:     500 RETURN
32:     100 F8FORMAT(2(X,F6.3))
33:     200 F8FORMAT(T7,11/I5,1P1 16(4X,F9.3)/T7,1P2 16(4X,F9.3)/T7,1B1 16
34:     1X,F9.3)/T7,1B2 16(4X,F9.3))
35:     210 F8FORMAT(//5X'INI'16I12/3X'E'12X'11/80('1-'))
36:     150 F8FORMAT(///1**MET-90DE DIRECTE'///)
37:     END

```

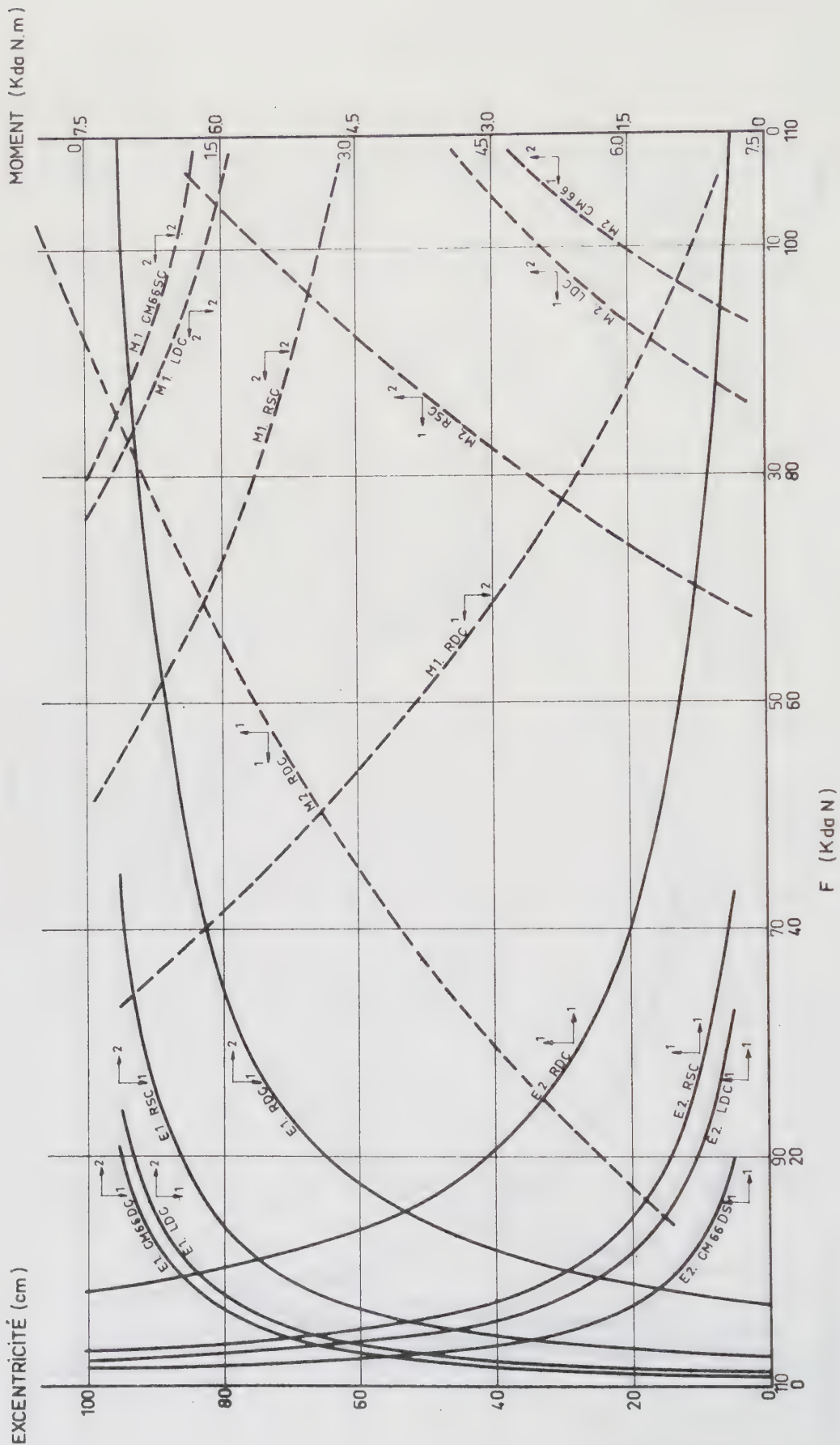
ANNEXE . 4 .

ABAQUES D'ASSEMBLAGES EXCENTRIQUES

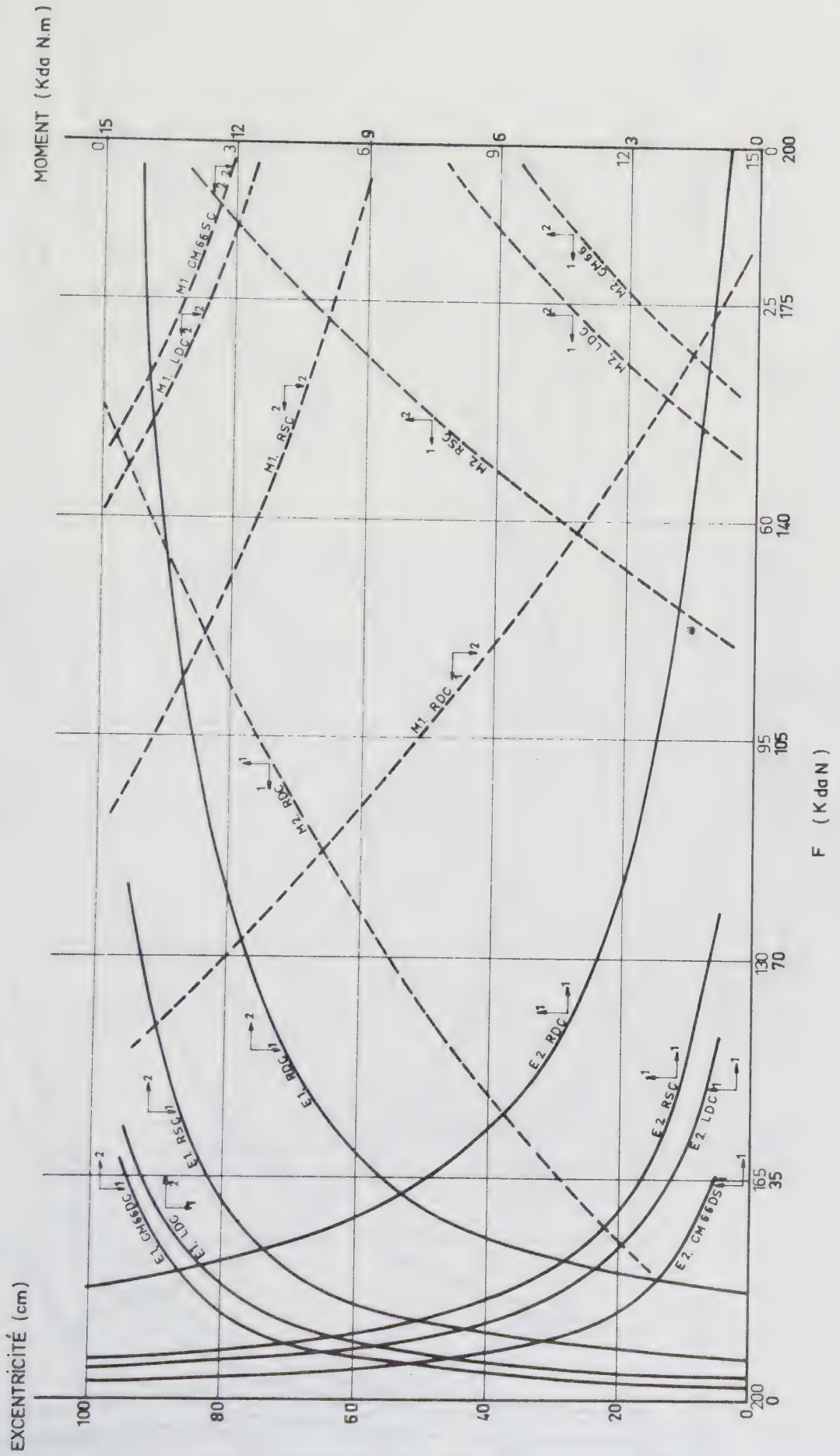
$n=1$ $\varnothing 14$



$n = 2$ $\varnothing 14$

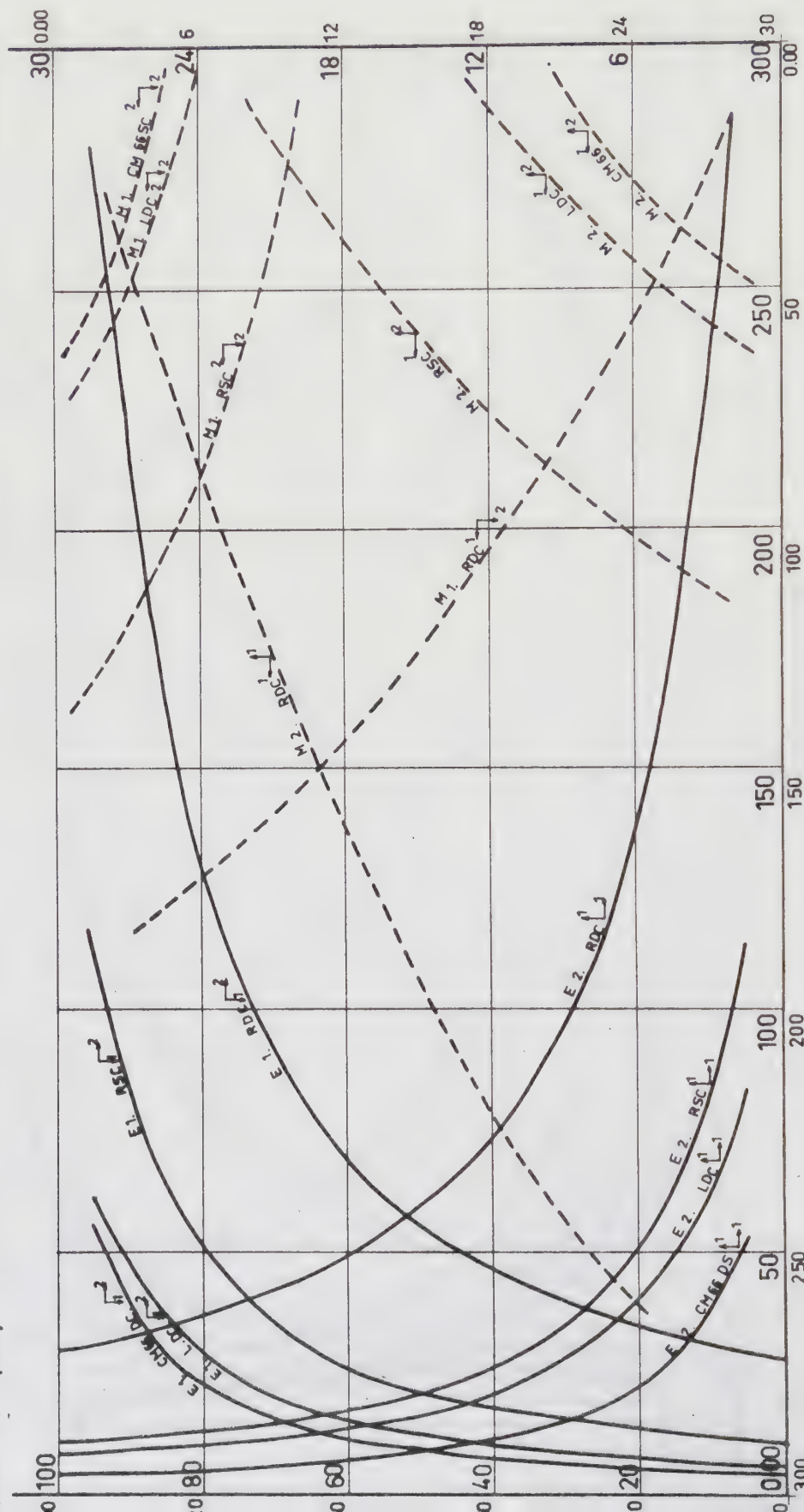


$n = 3$ $\phi 14$



71 Ø 7 = U

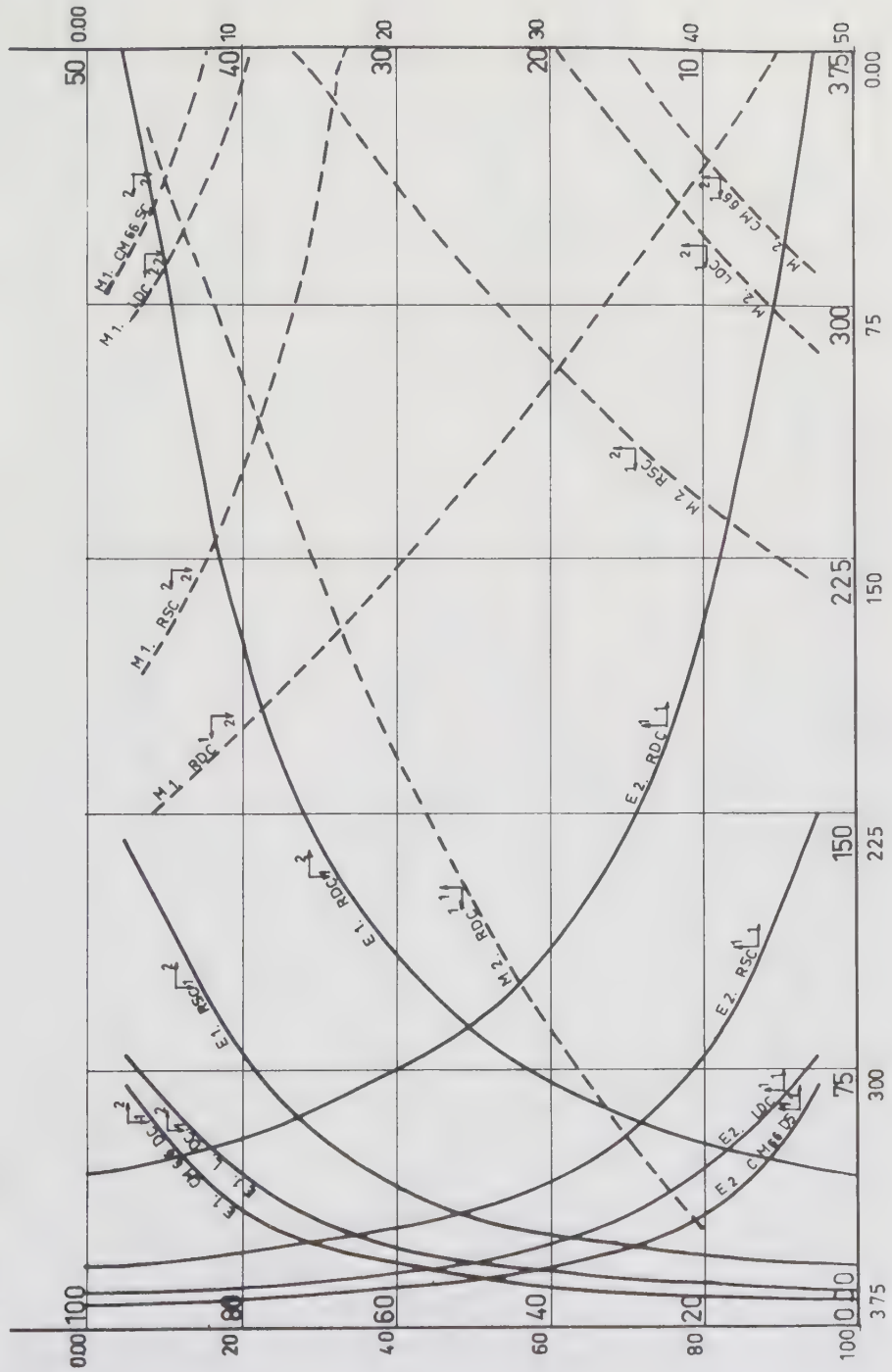
TRICITÉ (cm)



F (K d N)

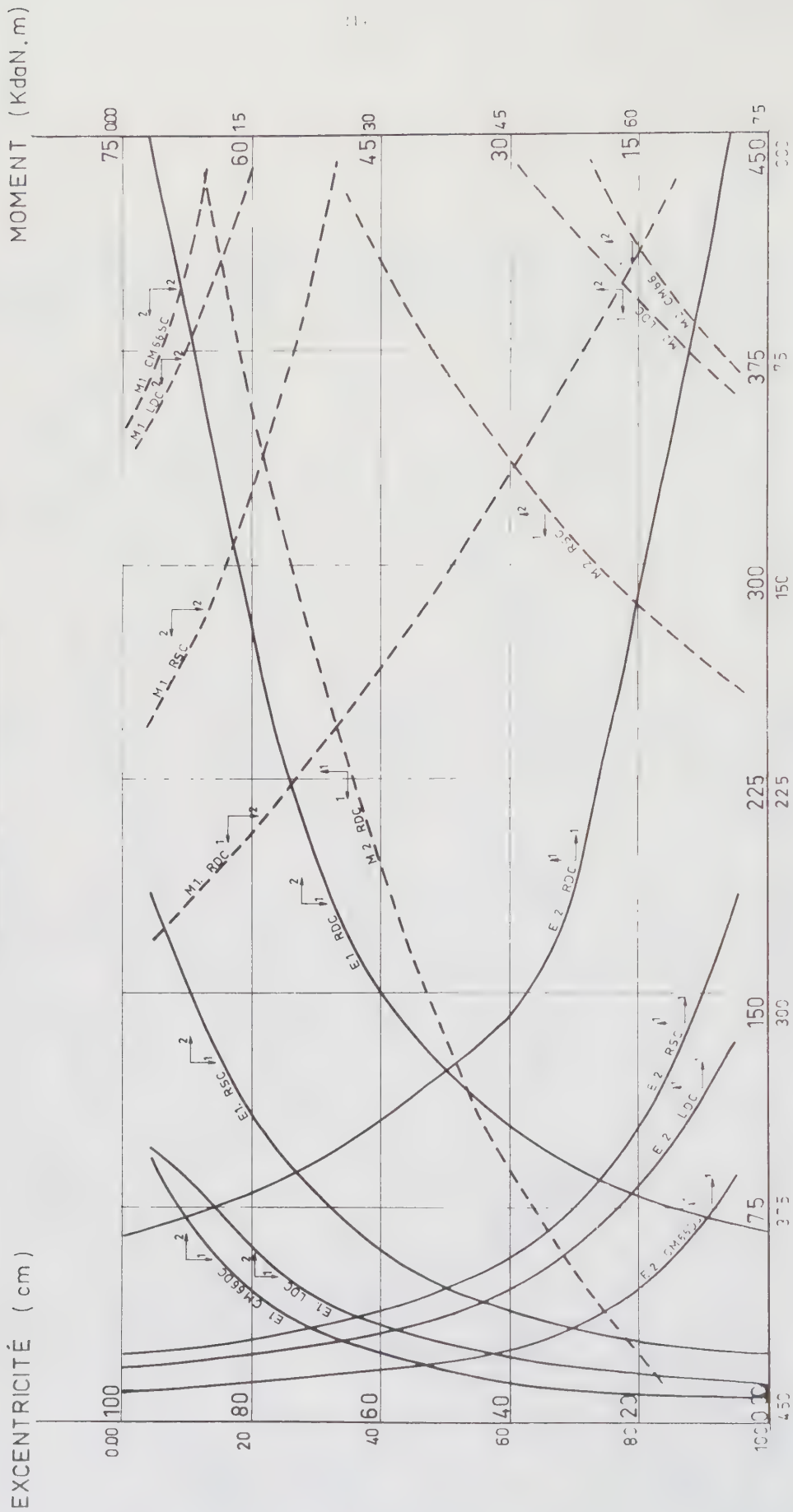
$n=5$ $\varnothing 14$

EXCENTRICITÉ (cm) MOMENT (KdaN . m)



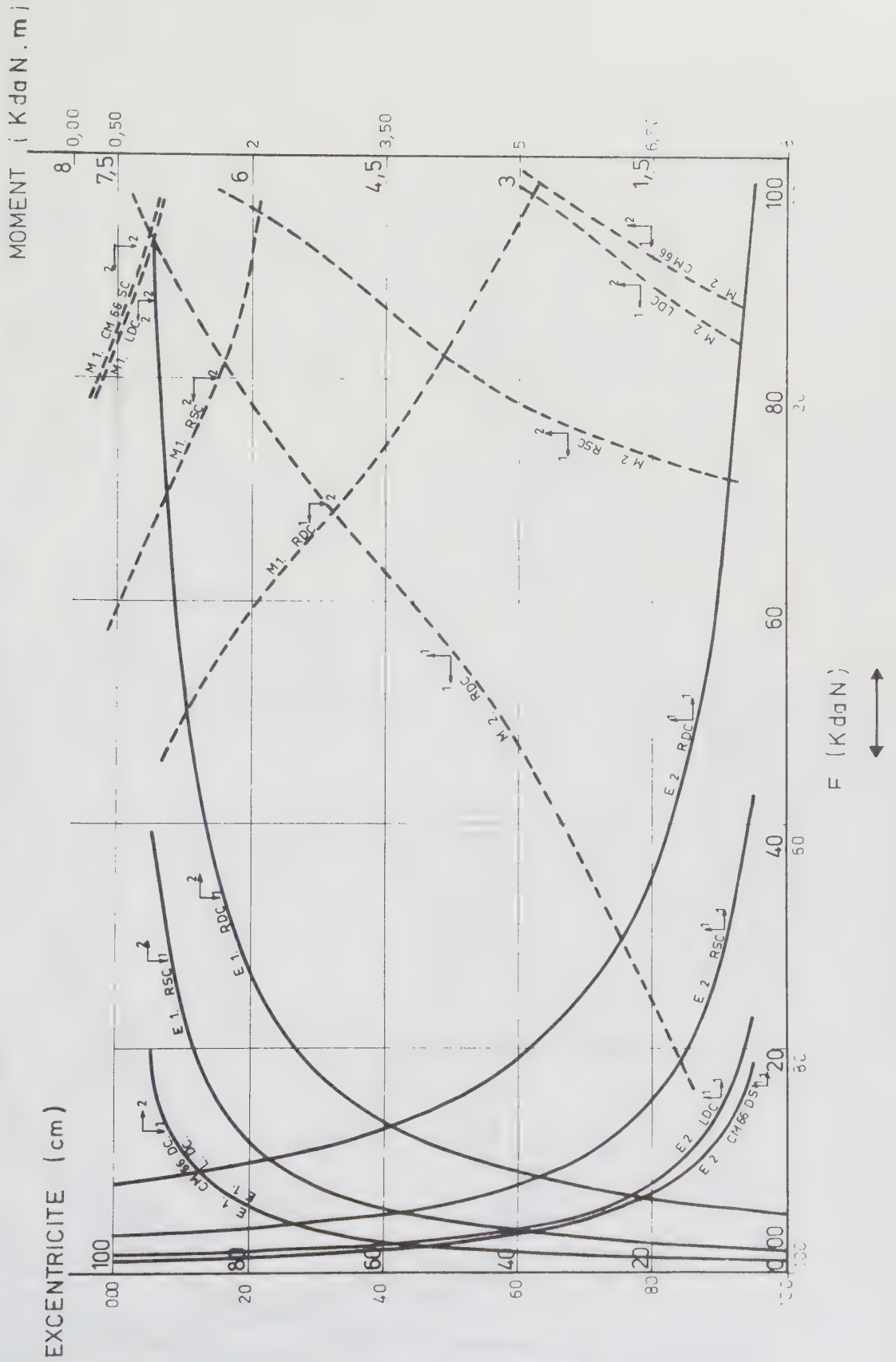
F (KdaN)

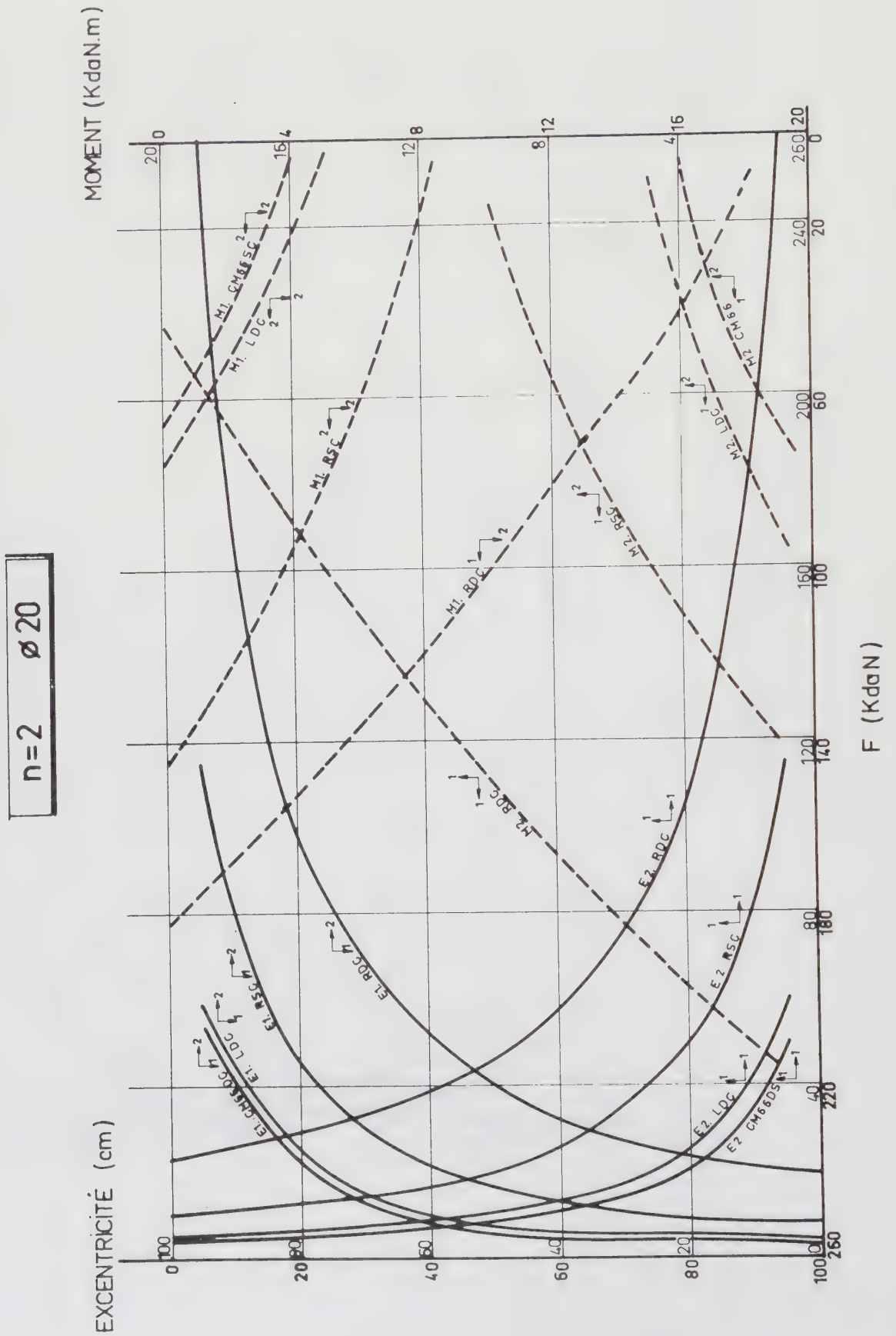
$n=6$ $\varnothing 14$



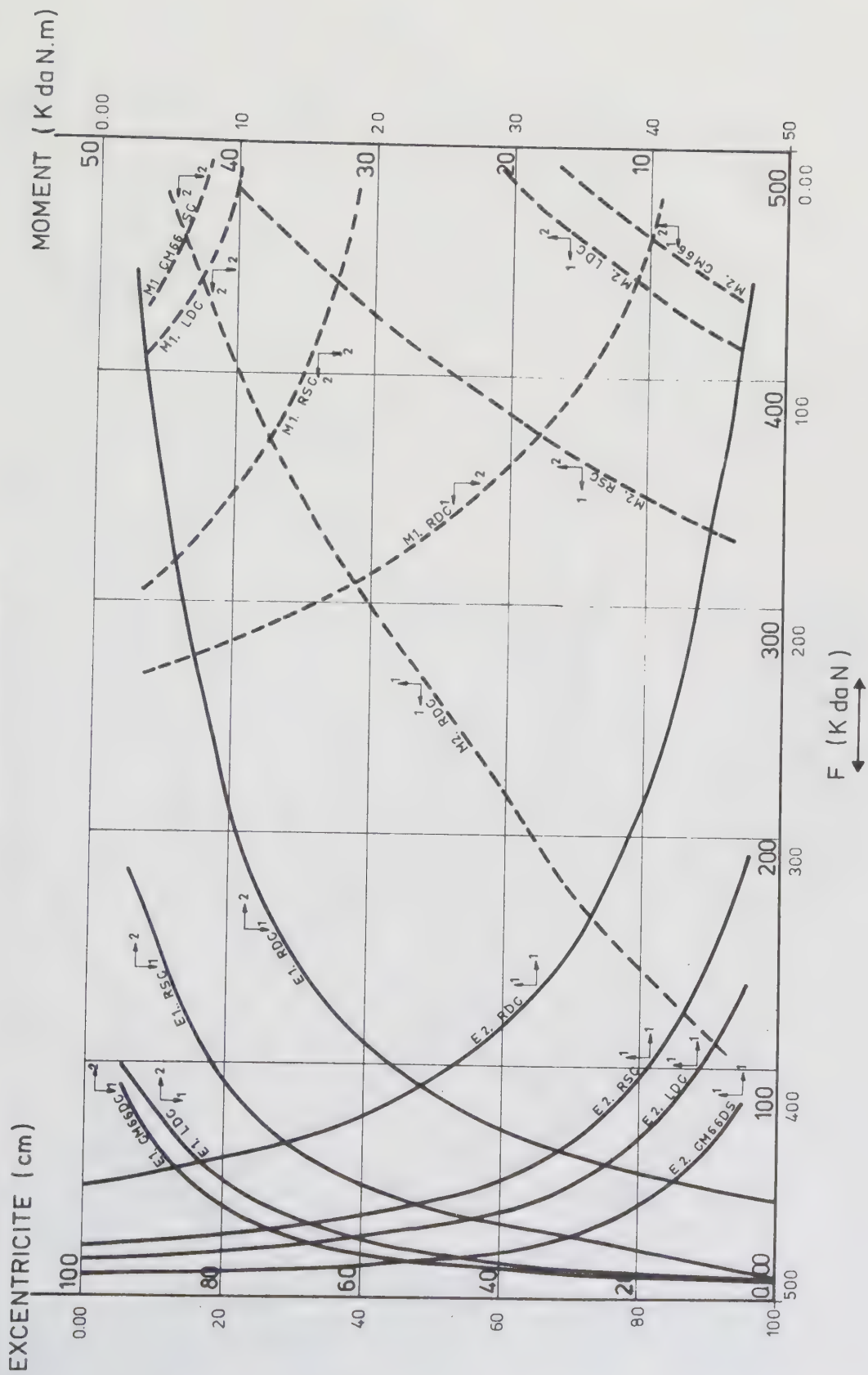
F (KdaN)

$n=1$ $\varnothing 20$

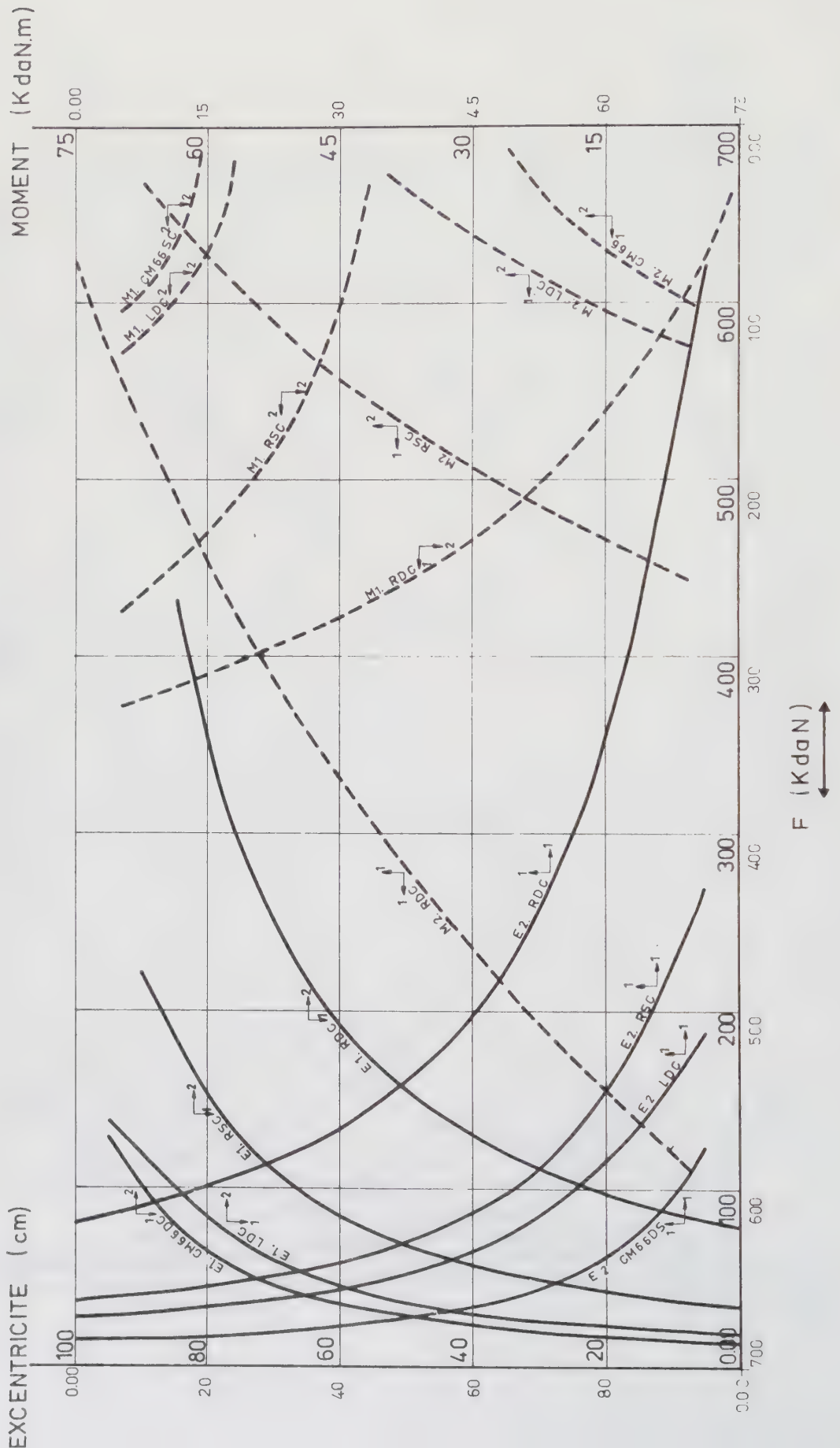




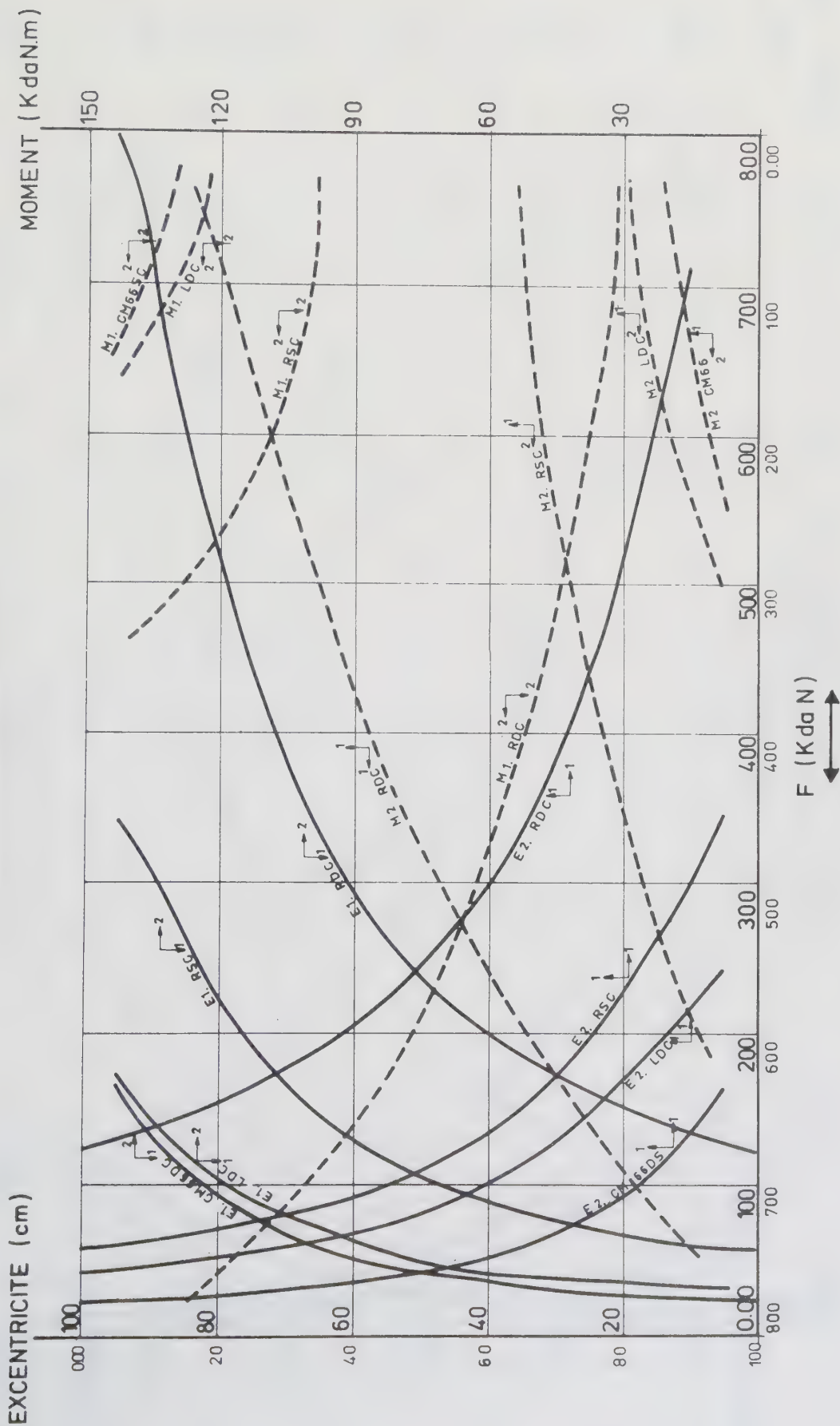
$n=3$ $\phi 20$

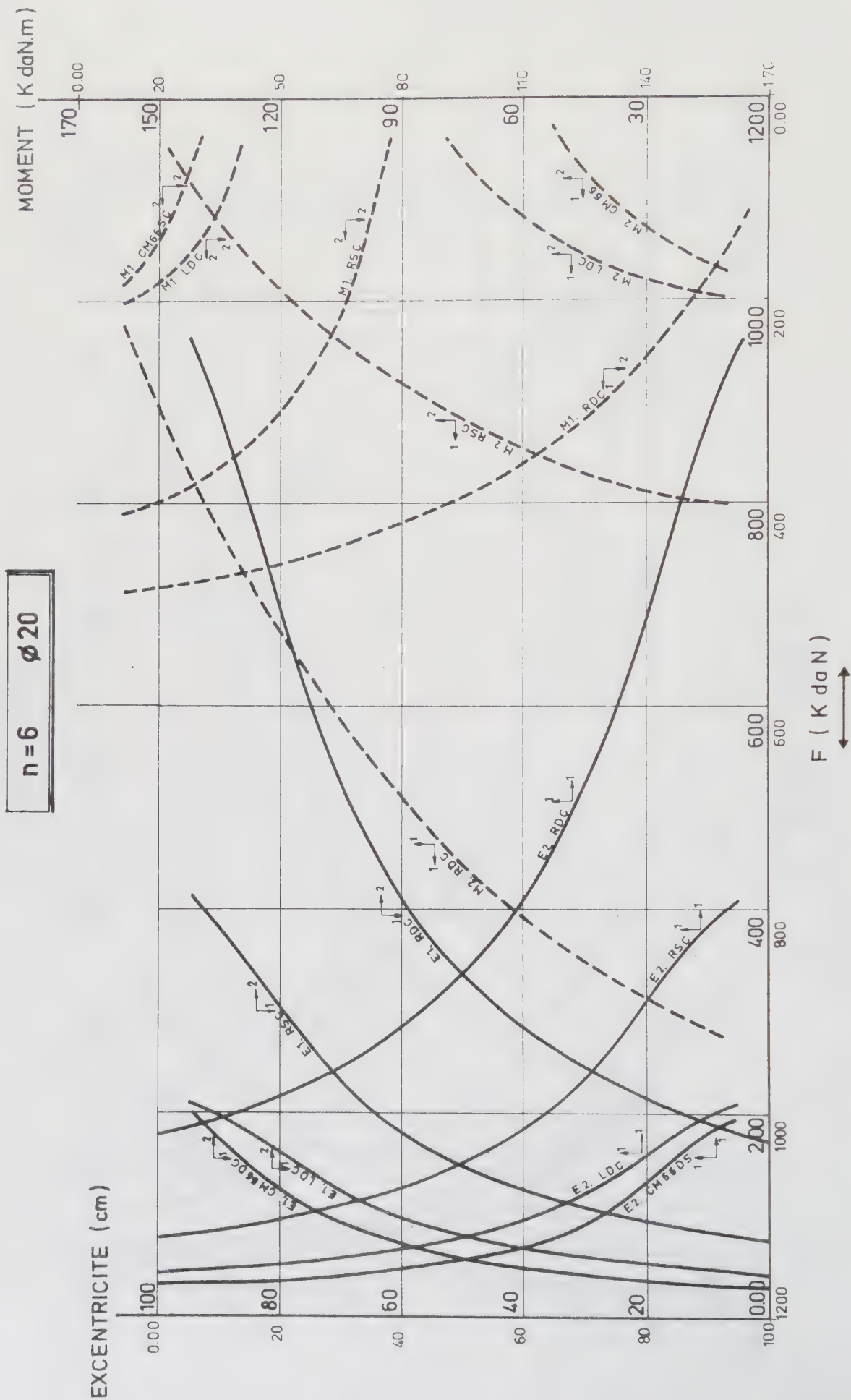


$n=4$ $\phi 20$

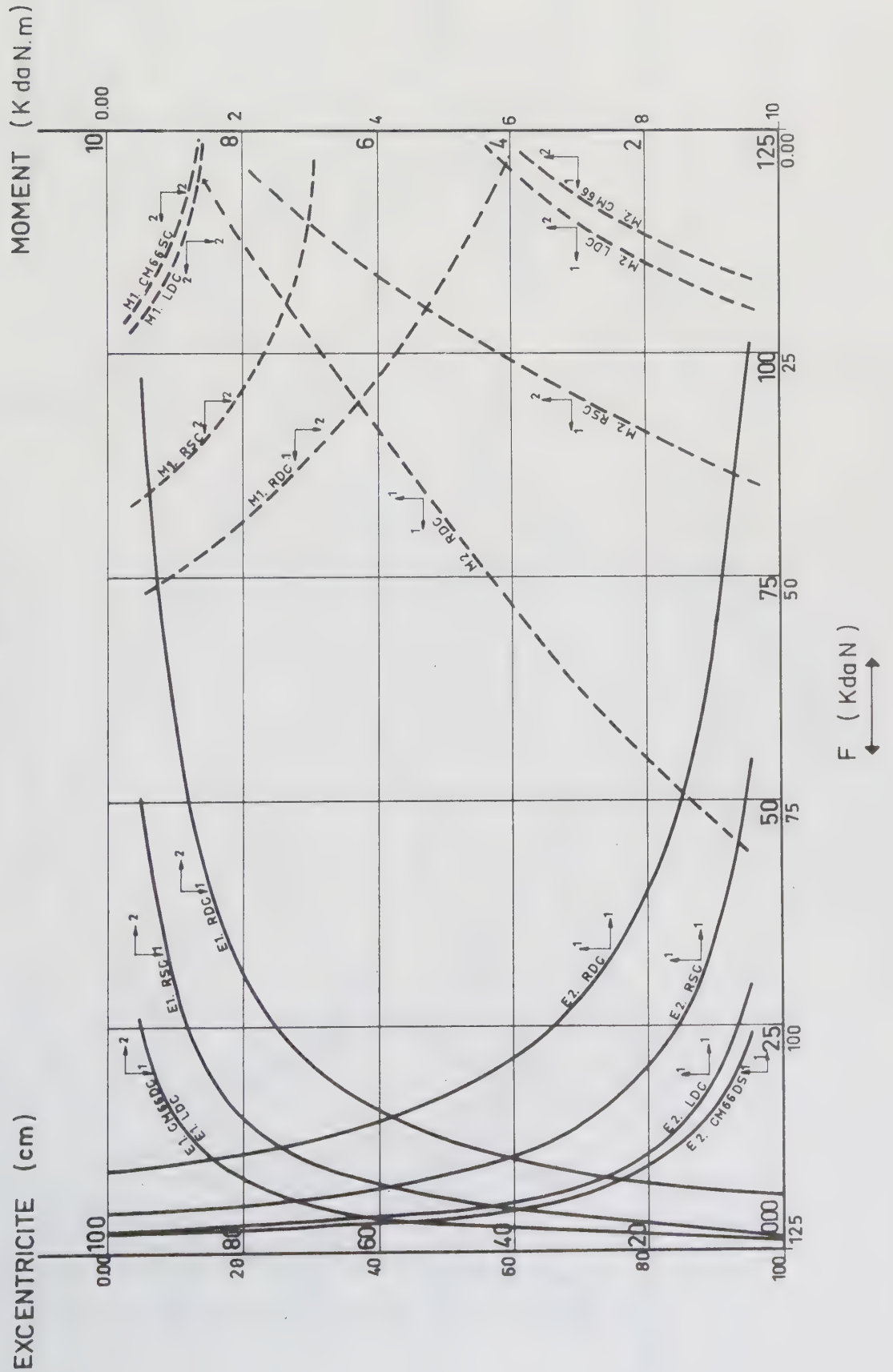


$n = 5$ $\phi 20$

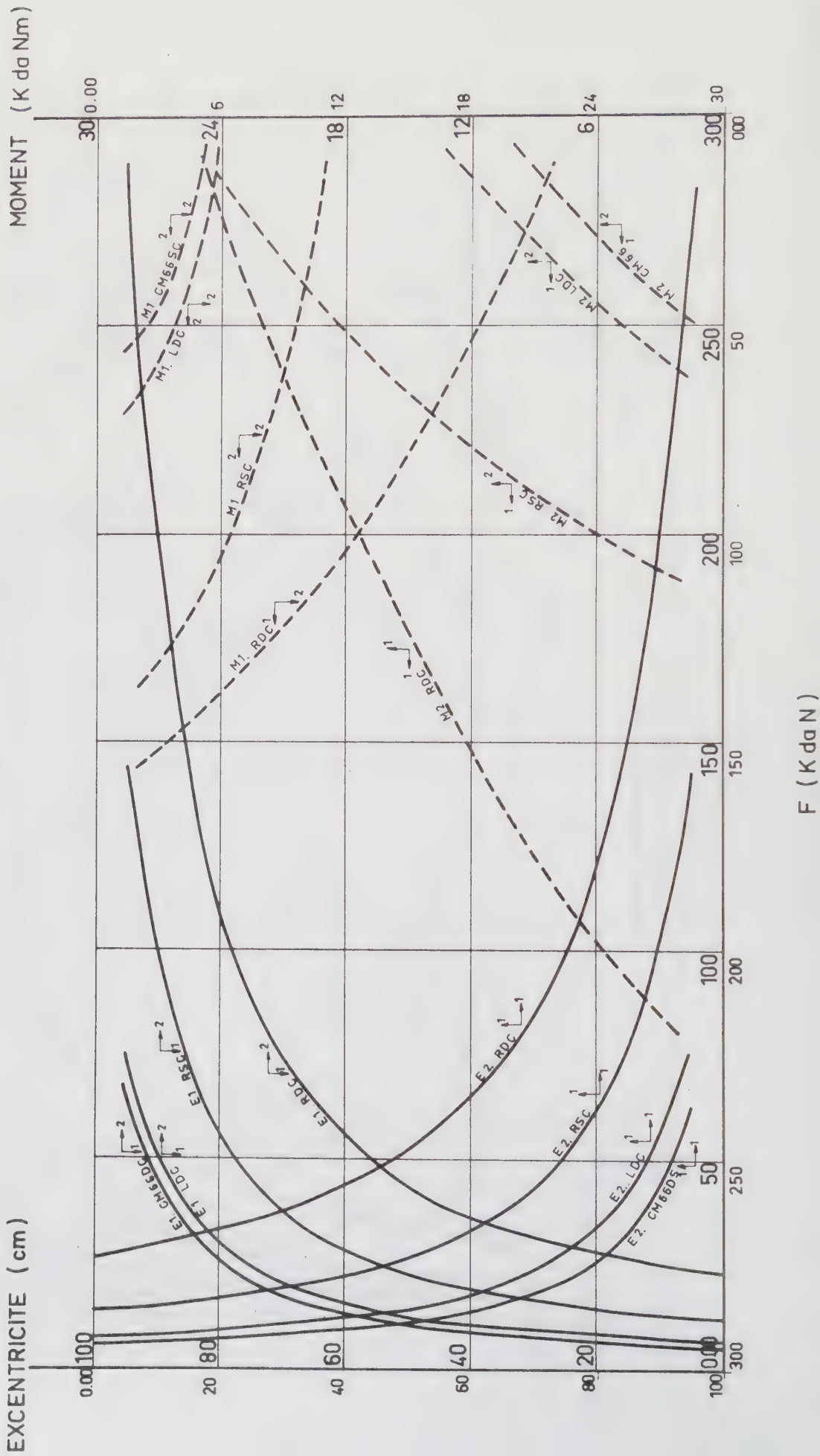




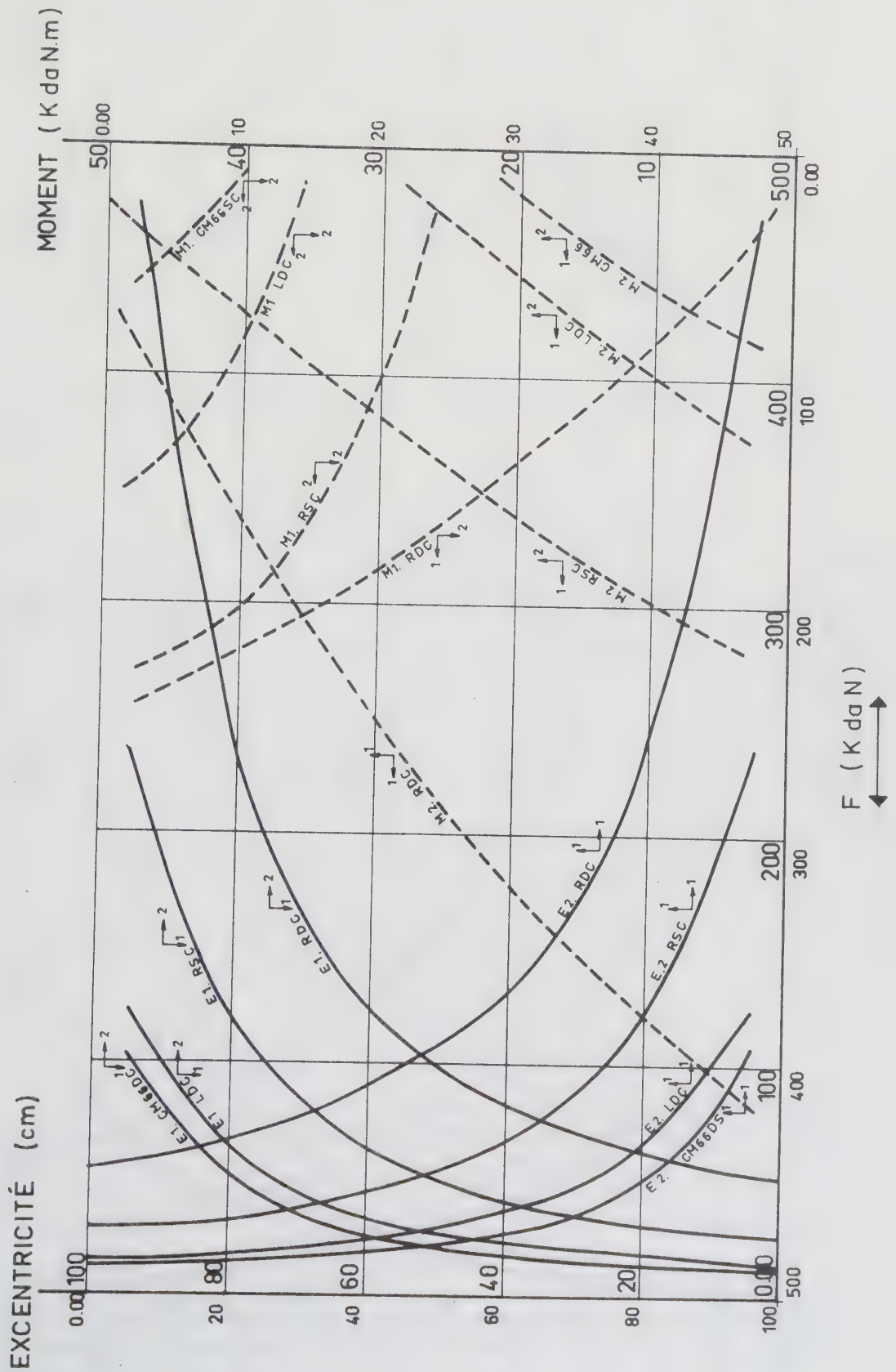
$n=1$ $\phi 22$



$n = 2$ $\phi 22$



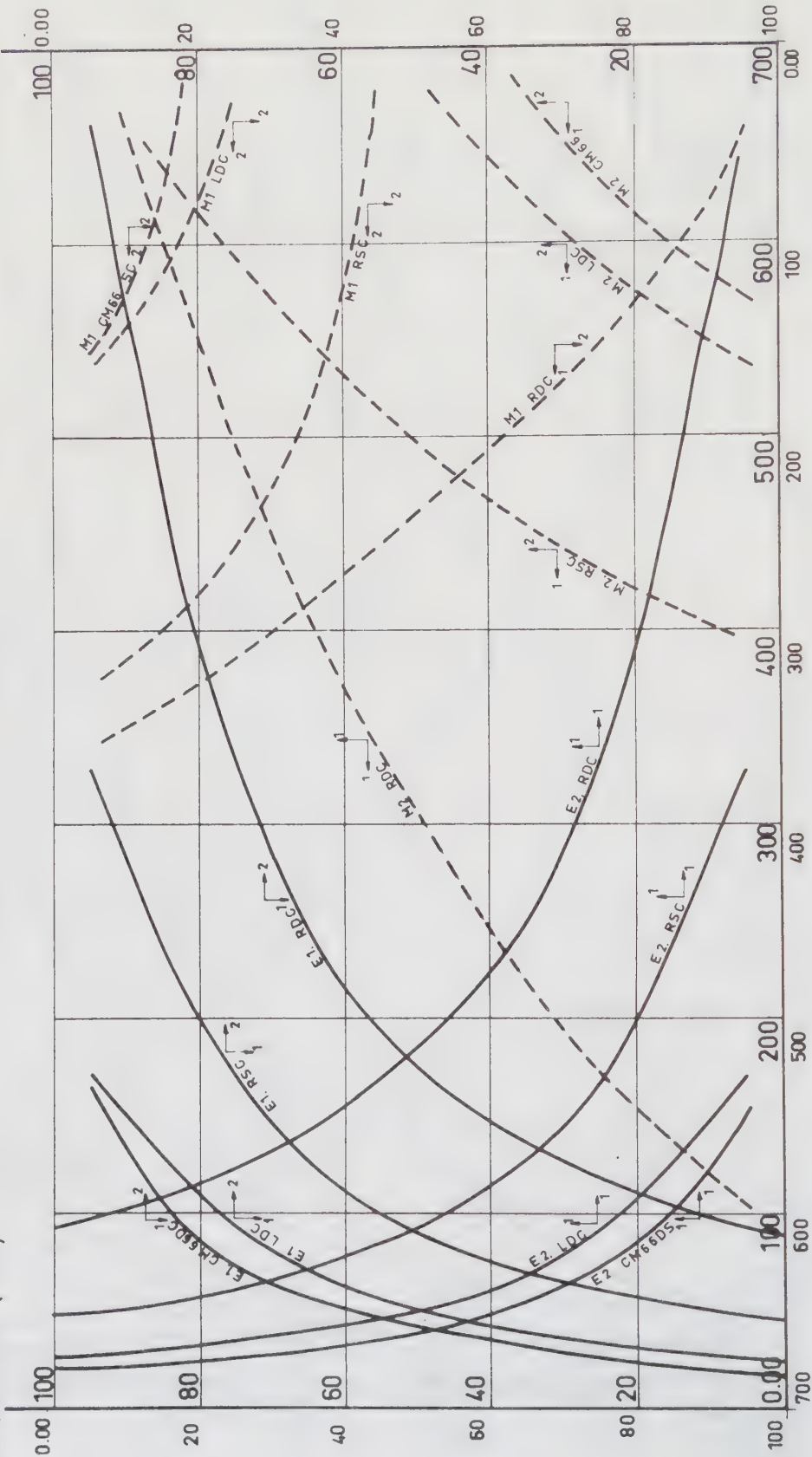
$n=3$ $\phi 22$



$n=4$ $\phi 22$

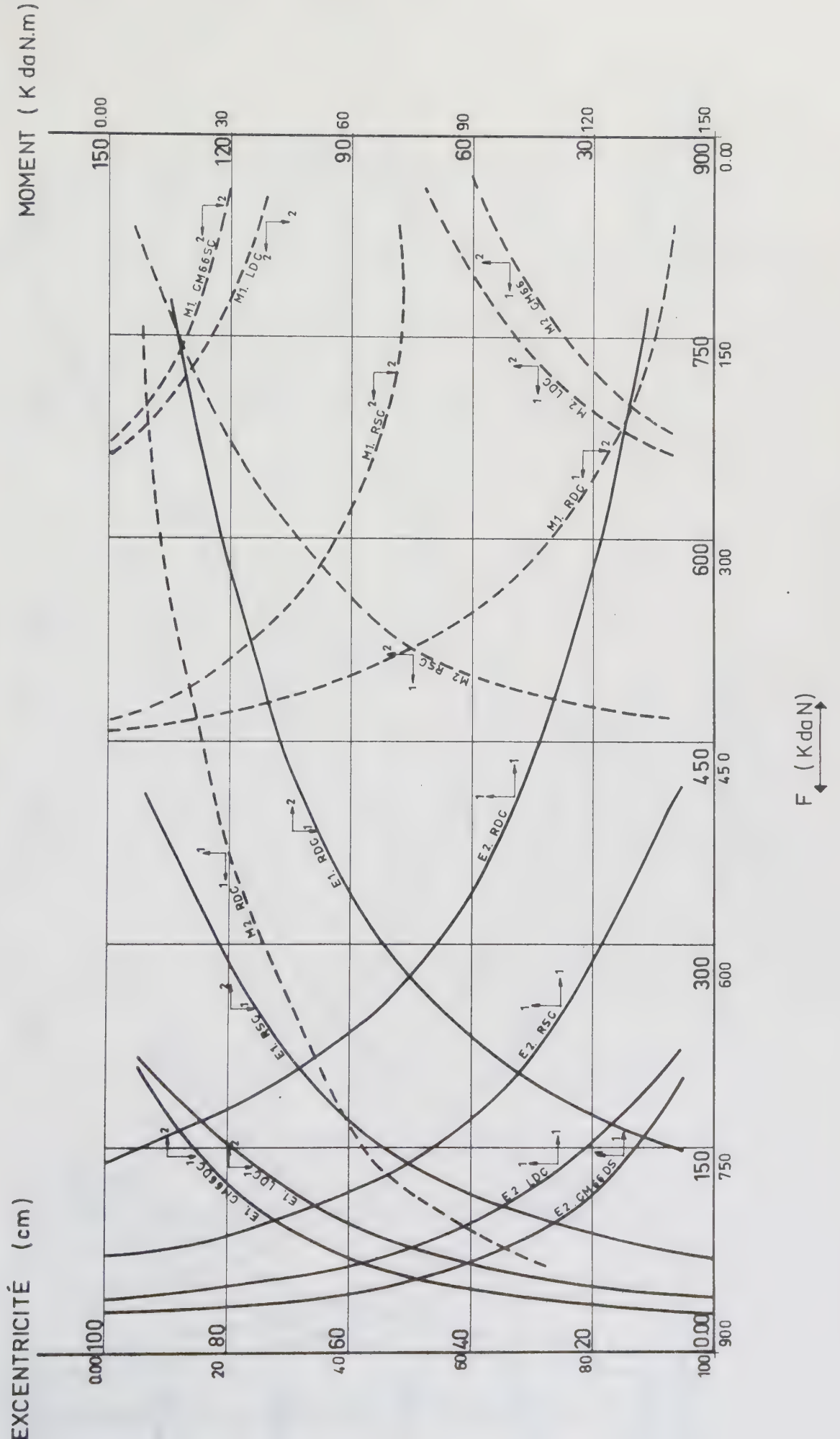
MOMENT (K daN.m)

EXCENTRICITÉ (cm)

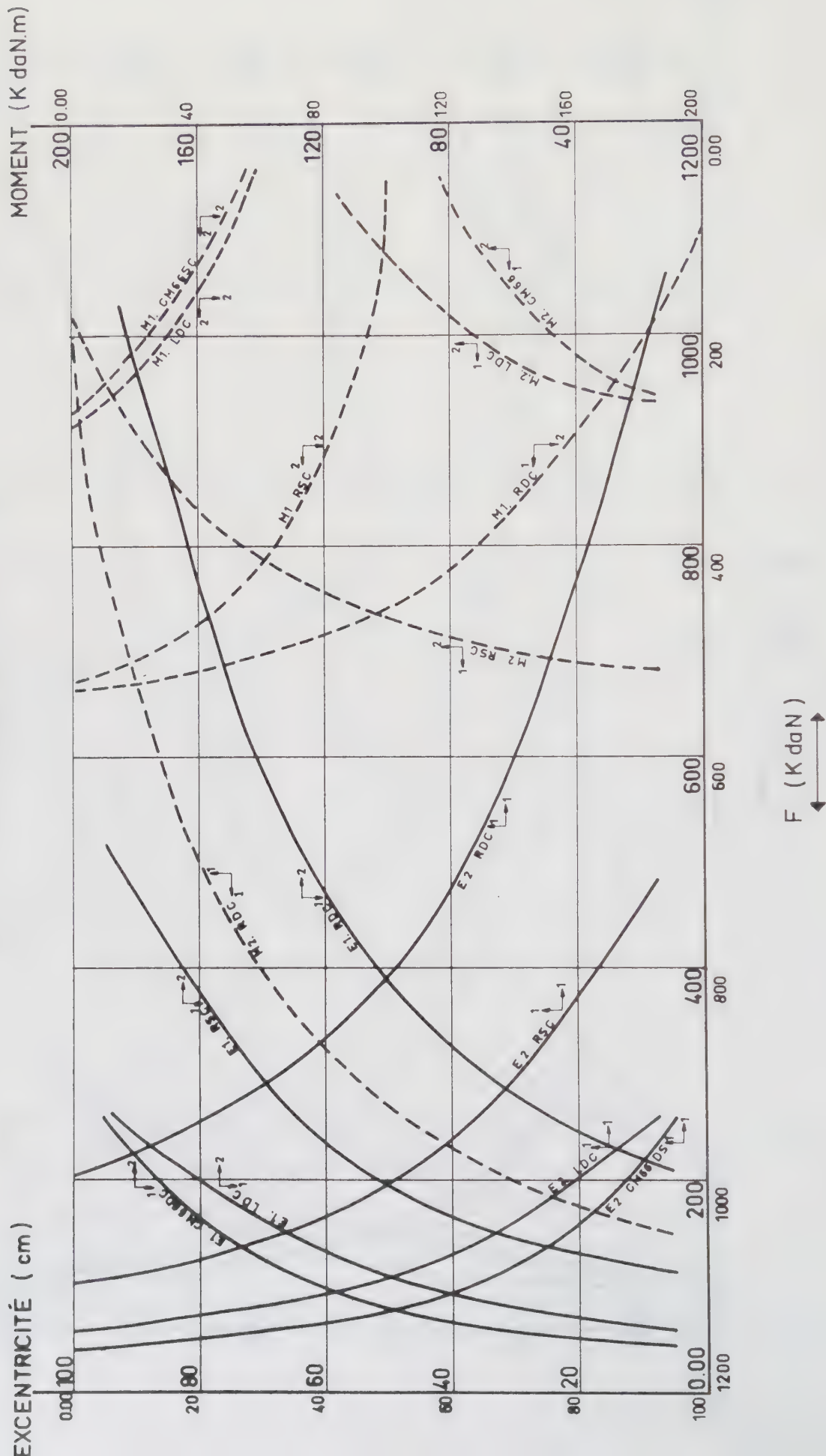


F (K daN) $\longleftrightarrow$

$n=5$ $\phi 22$



$n=6$ $\phi 22$

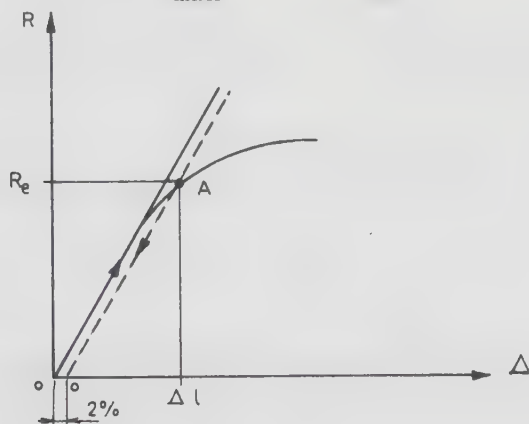


ANNEXE 5

LIMITE D'ELASTICITE d'un BOULON à HAUTE RESISTANCE PARTIELLEMENT CISAILLE

Pour déterminer les limites d'élasticité au cisaillement de différents diamètres de boulons, on admettra une définition conventionnelle de 2 % sur la déformation relative résiduelle : l'ordonnée du point A de la figure ci-dessous donne alors la limite d'élasticité cherchée :

$$R = \frac{R_i}{R_{\max}}, \quad \Delta = \frac{\Delta_i}{\Delta_{\max}}$$



Mathématiquement le point "A" se détermine par résolution du système :

$$\begin{cases} R = \alpha \operatorname{th} \beta \Delta \\ R = m(\Delta - 0,02) \end{cases} \quad \begin{array}{l} (m \text{ étant la pente à l'origine} \\ \text{égale à } \alpha\beta \text{ selon la relation} \\ 2.11) \end{array}$$

Ce système se résoud aisément par approximations successives.

```

1:      DOUBLE PRECISION D,DMAX,EELAS,EPRIM,EYOUNG,GB,PAS,PP1,PRUPP,RMAX,U
2:      1,Z,AL,DCRB,E,EELASP,ERUP,FB,GP,PEL,PP2,P1,S,SIR,TP,UPRIM,B,DEL,ECR
3:      1,EPCR,ERUPP,FP,P,PELP,PRUP,R,SIE,T,Y,SIRR
4:      DIMENSION R(10),DEL(10),E(9),EPRIM(9),U(9),UPRIM(9)
5:      GOO READ(105,100,END=1000)D,DMAX,RMAX,FB,GB,SIE,SIR,EYOUNG,FP,GP,B,GN,
6:      1T,TP,ERUP,ERUPP,AL,SIRR,METHODE
7:      100 FORMAT(7D10.4)
8:      OUTPUT D,DMAX,RMAX,FB,GB,SIE,SIR,EYOUNG,FP,GP,B,GN,T,TP,ERUP,ERUPP
9:      1,AL,EELAS,EELASP,METHODE,SIRR
10:     PEL=SIE*T*(B-GN*D)
11:     PELP=SIE*TP*(B-GN*D)
12:     PRUP=SIR*T*(B-GN*D)
13:     PRUPP=SIRR*TP*(B-GN*D)
14:     EELAS=(PEL*AL)/(EYOUNG*T*(B-GN*D))
15:     EELASP=(PELP*AL)/(EYOUNG*TP*(B-GN*D))
16:     REPEAT 500,FOR TYPASS=1,0
17:     OUTPUT TYPASS
18:     DO 1 N=1,4
19:     P=RMAX
20:     R(1)=RMAX
21:     9 DEL(1)=DMAX*(LOG((FB+R(1)/RMAX)/(FB-R(1)/RMAX)))/(LOG((FB+RMAX/RMA
22:     1X)/(FB-RMAX/RMAX)))
23:     PAS=0.2
24:     WRITE(108,201) N,N+1,(I,I=1,N+1)
25:     201 FORMAT(///3X,'N =',I2//4X,'U',10X,'P',10X,'P1',N(6X,'R',I2))
26:     DO 2 J=1,100
27:     S=0
28:     DO 3 I=1,N
29:     S=S+R(I)
30:     GO TO (10,15) METHODE
31:     10 IF(ABS(P-S).LE.PELP)EPRIM(I)=(P-S)*EELAS/PELP;GO TO 4
32:     IF(ABS(P-S).GT.PRUPP)EPRIM(I)=SIGN(ERUP,P-S);GO TO 4
33:     UPRIM(I)=(ABS(P-S)-PELP)/(PRUPP-PELP)
34:     UPRIM(I)=SIGN(UPRIM(I),P-S)
35:     EPRIM(I)=(ERUPP-EELASP)*LOG((FP+UPRIM(I))/(FP-UPRIM(I)))/LOG((FP+1
36:     1.0)/(FP-1.0))+EELASP
37:     4 IF(ABS(S).LE.PEL)E(I)=S*EELAS/PEL;GO TO 5
38:     IF(ABS(S).GT.PRUP)E(I)=SIGN(ERUP,S);GO TO 5
39:     U(I)=(ABS(S)-PEL)/(PRUP-PEL)
40:     U(I)=SIGN(U(I),S)
41:     E(I)=(ERUP-EELAS)*LOG((FP+U(I))/(FP-U(I)))/LOG((FP+1.0)/(FP-1.0))+
42:     1EELAS
43:     GO TO 5
44:     15 IF(ABS(P/2.-S/2.).LE.PELP)EPRIM(I)=(P/2.-S/2.)*EELASP/PELP;GO TO 8
45:     IF(ABS(P/2.-S/2.).GT.PRUPP)EPRIM(I)=SIGN(ERUP,P/2.-S/2.);GO TO 8
46:     UPRIM(I)=(ABS(P/2.-S/2.)-PELP)/(PRUPP-PELP)
47:     UPRIM(I)=SIGN(UPRIM(I),P/2.-S/2.)
48:     EPRIM(I)=(ERUPP-EELASP)*LOG((FP+UPRIM(I))/(FP-UPRIM(I)))/LOG((FP+1
49:     1.0)/(FP-1.0))+EELASP
50:     8 IF(ABS(S).LE.PEL)E(I)=S*EELAS/PEL;GO TO 5
51:     IF(ABS(S).GT.PRUP)E(I)=SIGN(ERUP,S);GO TO 5
52:     U(I)=(ABS(S)-PEL)/(PRUP-PEL)
53:     U(I)=SIGN(U(I),S)
54:     E(I)=(ERUP-EELAS)*LOG((FP+U(I))/(FP-U(I)))/LOG((FP+1.0)/(FP-1.0))+
55:     1EELAS
56:     5 DEL(I+1)=DEL(I)+E(I)-EPRIM(I)
57:     3 R(I+1)=RMAX*(FB*TANH(GB*DEL(I+1)/DMAX))/(FB*TANH(GB*DMAX/DMAX))
58:     Z=2.0*S+R(N+1)+R(N+1)*TYPASS
59:     PP1=Z-P1
60:     P1=Z
61:     PP2=P1-P
62:     WRITE(108,202) J,P,PP1,(R(I),I=1,N+1)

```

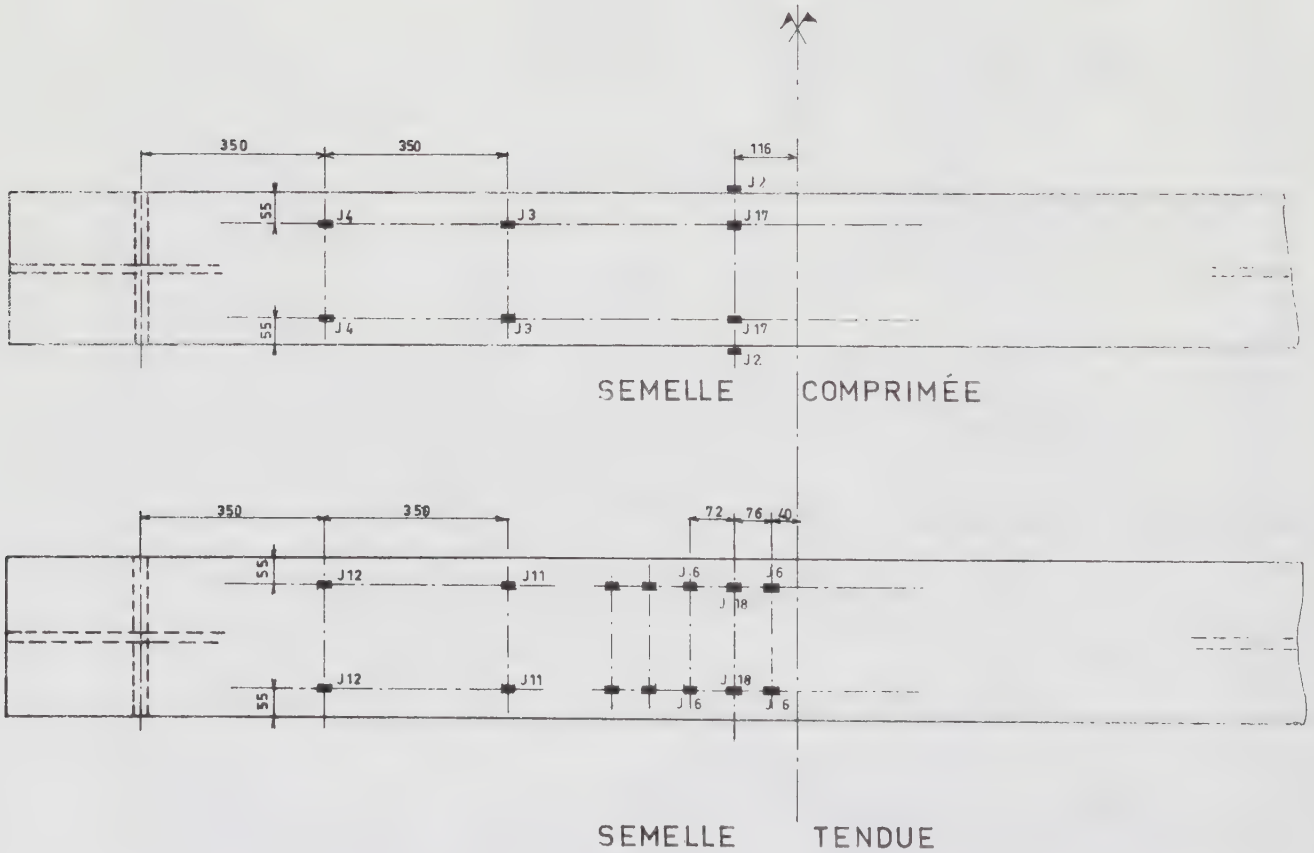
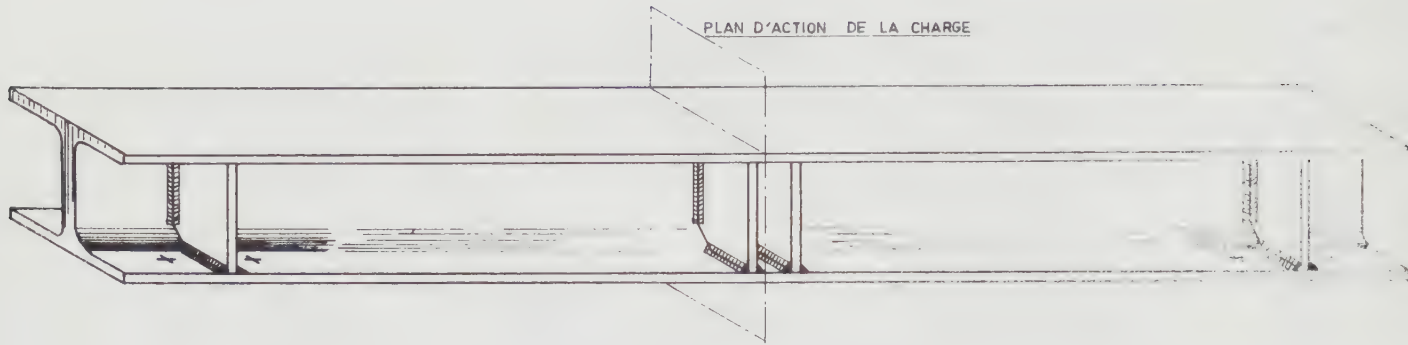
Assemblages concentriques

```

63:      202 FORMAT(/1X,F5.1,2X,D10.4,11D9.3)
64:          IF((P1-P)*Y.GE.0.) GO TO 7
65:          IF(ABS(PP2).LE.1.)GO TO 6
66:          PAS=PAS/1.5
67:          Y=P1-P
68:          P=P+SIGN(PAS,Y)
69:          GO TO 2
70:      / Y=P1-P
71:          P=P+SIGN(PAS,Y)
72:      2 CONTINUE
73:      6 WRITE(108,203)(E(I),I=1,N)
74:      203 FORMAT(/3X,'E      ',11D12.5)
75:          WRITE(108,204)(EPRIM(I),I=1,N)
76:      204 FORMAT(/3X,'EPRIM',11D12.5)
77:          WRITE(108,205)(DEL(I),I=1,N+1)
78:      205 FORMAT(/3X,'DEL  ',11D12.5)
79:          DCRB=0
80:          DO 20 I=1,N+1
81:              IF (DEL(I).LE.DCRB) GO TO 20
82:              DCRB=DEL(I)
83:      20 CONTINUE
84:          OUTPUT DCRB
85:          IF((ABS(DCRB)-DMAX)-0.00)12,400,400
86:      12 ECR=0
87:          DO 40 I=1,N
88:              IF(E(I).LE.ECR)GO TO 40
89:              ECR=E(I)
90:      40 CONTINUE
91:          OUTPUT ECR
92:          IF((ABS(ECR)-ERUP)-0.00)11,400,400
93:      11 EPCR=0
94:          DO 50 I=1,N
95:              IF(EPRIM(I).LE.EPCR)GO TO 50
96:              EPCR=EPRIM(I)
97:      50 CONTINUE
98:          OUTPUT EPCR
99:          IF((ABS(EPCR)-ERUPP)-0.00)19,400,400
100:      19 IF(PPUP-P)400,400,23
101:      23 IF(PPUPP-P/2.)400,400,30
102:      30 R(1)=R(1)+0.5
103:          GO TO 9
104:      400 WRITE(108,206)(E(I),I=1,N)
105:      206 FORMAT(/3X,'E      ',11D12.5)
106:          WRITE(108,207)(EPRIM(I),I=1,N)
107:      207 FORMAT(/3X,'EPRIM',11D12.5)
108:      1 WRITE(108,208)(DEL(I),I=1,N+1)
109:      208 FORMAT(/3X,'DEL  ',11D12.5)
110:      300 CONTINUE
111:          GO TO 600
112:      1000 STOP
113:      END

```

POUTRE NON ASSEMBLÉE



1er essai

Tableau (5.1)

P (KdaN)	J_4 $\times 10^6$	J_3 $\times 10^6$	$\frac{J_6+J_{18}+J_9}{3}$ $\times 10^6$	J_{18} $\times 10^6$	J_{17} $\times 10^6$	$\theta \times 10^3$ (radian)
10	45	86	140	142	143	1,27
20	90	171	290	290	268	2,45
30	135	256	450	445	383	3,84
40	183	345	541	611	478	5,04
50	235	431	680	786	599	6,30
55	264	479	760	897	794	7,00
60	294	522	1862	1046	1372	9,70
62	302	536	4325	4030	3180	14,80
62,3	310	540	6390	6210	6110	19,00
64	315	656	10120	9820	9500	27,78

Tableau (5.2)

M/M_p	0.15	0.31	0.47	0.63	0.78	0.86	0.94	0.97	0.98	1.0
θ/θ_p	0.133	0.257	0.404	0.530	0.663	0.736	1.021	1.575	2.00	2.920

3ème Essai

P (KdaN)	J ₄ (x 10 ⁶)	J ₃ (x 10 ⁶)	$\frac{J_6+J_{18}+J_9}{3}$ (x 10 ⁶)	J ₁₄ (x 10 ⁶)	$\theta \times (10^3)$ (radian)
10	45	85	167	171	1.365
20	90	145	339	348	2.61
30	140	250	544	556	4.246
40	185	340	786	803	5.83
50	235	425	1655	1904	9.11
60	280	500	2325	3050	11.76
70	325	580	2965	4275	14.5
81	382	968	8861	12400	33
82	384	970	10319	14638	35.5
82,3	388	971	11370	15740	39.4
82,8	388	971	12399	17280	41.9
82,9	390	976	15500	21000	50.3

M/M _P	0.14	0.28	0.42	0.56	0.70	0.84	0.98	1.14	1.15	1.16	1.17	1.17
θ/θ_P	0.144	0.27	0.44	0.61	0.96	1.23	1.52	3.5	3.73	4.14	4.41	5.30

4ème ESSAI

P (KdaN)	J_4 (x 10^6)	J_3 (x 10^6)	$\frac{J_6+J_{18}+J_9}{3}$ (x 10^6)	$\theta \times (10^3)$ (radian)
10	38	74	170	1,23
20	80	155	365	2,62
30	124	240	781	4,63
40	165	330	1010	6,14
50	206	392	1200	7,41
60	245	470	1300	8,49
70	292	552	1359	9,57

M/M_P	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98
θ/θ_P	0,13	0,27	0,49	0,65	0,78	0,89	1.1

B I B L I O G R A P H I E

- [1] GABOR KAZINCY
"Kiserletek befalazot tartokkal" (Experiments with clamped girders), *Betonszemle*, 2(4), p. 68 (1914) ; 2(5) p. 83 (1914) ; 2(6) p. 101 (1914).
- [2] H. MAIER-LEIBNITZ
"Contribution to the problem of ultimate carrying capacity of simple and continuous beams of structural steel and timber" *Die bautechnik*, 1(6) (1927).
- [3] J.A. VAN DEN BROEK
"Theory of limit design". John Wiley and sons, New York, 1948.
- [4] J.F. BAKER
"A review of recent investigations into the behavior of steel frames in the plastic range". *J. Inst. Civil Eng., London*, 31 No 3, pp. 185 - 240 (1949).
- [5] J.F. BAKER, M.R. HORNE and J. HEYMAN
The steel skeleton. Vol II : Plastic behavior and design, Cambridge University Press Cambridge, 1956.
- [6] Règles de calcul des constructions en acier -
Par I.T.B.T.P. et C.T.I.C.M. - 1956.
- [7] P.S. SYMONDS and B.G. NEAL
"Recent progress in the plastic methods of structural analysis" *J. Franklin Inst.*, 252 pp. 383 - 407, 469 - 492 (1951).
- [8] W.W. LUXION and B.G. JOHNSTON
"Plastic behavior of wide flange beams" - *Welding J.* 27 (11) pp. 538 s to 554 s (1948).

- [9] B.G. JOHNSTON, C.H. YANG and L.S. BEEDLE
"An evaluation of plastic analysis as applied to structural design" - Welding J., 32(5), p. 224 - s (1953).
- [10] L.S. BEEDLE, B. THURLIMANN and R.L. KETTER
Plastic design in structural steel - Lehigh university,
Bethlehem, la., and american Institute of steel construction,
New York, 1955.
- [11] G. HAAIJER
"Plate buckling in the strain-hardening range", Trans. Am.
Soc. Civil Engrs., 124, p. 117 (1959).
- [12] G. HAAIJER and B. THURLIMANN
"Inelastic buckling in steel", trans. Am. Soc. Civil Engrs.,
125(I), p. 308 - 1960.
- [13] WRC - ASCE Joint Committee
Commentary on plastic design in steel, ASCE Manuel No 41,
1961.
- [14] E.Z. STOWELL, G.J. HEIMERL, C. LIBOVE and E.E. LUNDQUIST
"Buckling stresses for flat plates and sections", Trans. Am.
Soc. Civil Engrs, 117, p. 545 (1952).
- [15] J.D. GRAHAM, A.N. SHERBOURNE, R.N. KHABBAZ and C.D. JENSEN
Welded interior beam-to-column connections, A.I.S.C., New York,
1959, also WRC Bull No 63, August 1960.
- [16] C.G. SALMON
"Analysis of triangular bracket - Type plates". Proc. Am. Soc.
Civil Engrs., 88 (EM6), p. 41 (December 1962).
- [17] C.D. JENSEN
"Welded structural brackets". Am. Welding Soc. J. (Supplement)
15(10), October 1936.

- [18] LOTHERS, J.E.
 "Elastic restraint equations for semi-rigid connections",
 Trans. A.S.C.E., Vol. 116, 1951.

- [19] "Second report of the steel structure research committee".
 Gt. Brit. Dept. Sci., Ind. Ras., London, 1934.

- [20] JONHNSTON, B.G. and G.R. DEITS
 "Tests of miscellaneous welded building connections", Wel-
 ding J., Jan. 1942.

- [21] A.A. TOPRAC, B.G. JOHNSTON and T.S. BEEDLE
 "Connections for welded continuous portal frames". Welding J.
 (1951 - 1952).

- [22] J.W. FISHER, G.C. LEE, J.A. YURA and G.C. DIRCOLL, J.R.
 "Plastic analysis and tests of haunched corner connections"
 Bull No 91, WRC, New York, october 1963.

- [23] FISHER J.W.,
 Plastic analysis of haunched connections - (Thesis). Lehigh
 university 1958.

- [24] TIMOSHENKO S.
 "Résistance des matériaux" - Vol. II - pp. 95 à 100.

- [25] CHEN W.F. and NEWLIN D.E.
 Column web strength in steel beam to column connections -
 A.S.C.E. - Annual and national environmental engineering
 meeting, october 18-22, 1971, SAINT LOUIS, MISSOURI, Meeting
 preprint 1524.

- [26] A.S.C.E. and W.R.C.
 Plastic design in steel : a guide and commentary, the wel-
 ding research council and the american society of civil en-
 gineers, A.S.C.E. manuals and reports on engineering practice
 n° 41, second edition, 1971.

- [27] A.I.S.C.
Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings, American Institute of steel construction, February 1969.
- [28] TANAKA
Limit analysis of beam-column connections. Trans of A.I.J. No 148, June 1968.
- [29] FREEMAN, F.R.
The strength of welded joints. Proceedings of the institution of civil engineers, Vol. 231, 1930, pp. 322 - 325.
- [30]
Welding handbook, american welding society, New York, 1958.
- [31] DENARA L.F.
Survey of existing published information - Appendix D, report of weld panel of the steel structures research committee, Department of scientific and industrial research, London, England, 1938.
- [32] HIGGINS T.R. and PREECE F.R.
Proposed working stresses for fillet weld in building construction. The welding journal, vol. 47, No 10, october 1968, p. 429 s.
- [33] ARCHER F.E., FISHER H.K. and KITCHEN E.M.
Fillet welds subjected to bending and shear, civil engineering and public works review, London, England, Vol. 54, No 634, april 1959, pp. 455 - 458.
- [34] SHREINER N.
The behavior of fillet welds when subjected to bending stresses, the welding journal, vol. 14, No 9, 1935.
- [35] T.V. GALAMBOS
"Influence of partial pose fixity on column stability". A.S.C.E. transactions, vol. 126, part. II, p. 929, 1961.

- [36] JOHNSON L.G., CANNON J.C., SPOONER L.A.
High tensile preloaded joints - (British welding journal, p. 560, september 1960).
- [37] JOHNSON L.G.
Tests on welded connections between I section beams and stations (British welding journal, p. 38, janvier 1959).
- [38] SHERBOURNE A.N.
Bolted beam to column connections - Struct. Eng. pp. 203 - 210 - juin 1961.
- [39] PARKES E.W.
"Stresses in flanged beams" - Ph. D. Thesis - University of Cambridge - 1951.
- [40] MC. GUIRE, DOUTY
High strength bolted moment connections - Journal of the structural division - September 1965.
- [41] YAMAKAWA and KONISKI
Behavior high-strength bolted end plate connections. Proceedings of the symposium on high-strength steel and its joints. 26.11.1965 - Japan society for the promotion of science. Tokyo - September 1966 - p. 97 - 111.
- [42] KHALILI D.
"Recherche sur l'assemblage par boulonnage d'une plaque d'extrémité". Construction métallique - C.T.I.C.M. No 4 - 1972.
- [43] SCHLAGINHAUFFEN R.
Boulons h.r. dans les assemblages sollicités en traction. Bulletin technique, Chambre syndicale des entrepreneurs de construction métallique de France. No 12 - Avril 1962.

- [44] DELESQUES R.
"Le calcul des assemblages boulonnés par platine d'extrémité"
Construction métallique. C.T.I.C.M. No 4 - 1972.
- [45] Compte rendu des recherches effectuées en 1960 par les organismes de l'Union technique interfédérale du Bâtiment et des Travaux Publics. Etude sur les assemblages comportant des rivets ou boulons travaillant à l'arrachement des têtes. Annales de l'I.T.B.T.P., n° 166 - Octobre 1961, pp. 990 à 992.
- [46] REILLY C.
"Studies of Iron girder bridges". Proc. Inst. Civil Engrs.
London - Vol. 29 - 1870
- [47] HIGGINGS T.R. and W.H. MUNSE
"How much can a rivet take ?" Engineering News Report - December 4 - 1952.
- [48] WILSON W.M. and R.P. THOMAS
"Fatigue tests of riveted joints". Bull. 302, Uni Illinois
Eng. Exp. Sta., Urbana 1938.
- [49] RAYMOND E. DAVIS and GLENN B. WOODRUFF
Tension tests on large riveted joints. - Trans A.S.C.E.,
Vol. 105 - 1940.
- [50] A. HERINKOFF E.S.Q.
Work of rivets in riveted joints - Trans. A.S.C.E., Vol. 99,
1934.
- [51] R.A. HECHTMANN, A.M. A.S.C.E., D.R. YOUNG
Slip of joints under static loads. A.S.C.E. 1954.
- [52] EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
European guidelines on the use of high strength bolts in
steel constructions. - Document CECM-X-70-8D, 3rd Edition
Rotterdam, the Netherlands, April 1971.

- [53] STEINHARDT O.
The german contribution to research jubilee symposium on high strength bolts. - The institution of structural engineers, London, 1959.
- [54] STEINHARDT O., MOHLER K., VALTINAT G.
Versuche zur anwendung vorgespannter schrauben im stahlban. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Report 25, Cologne, Germany, 1969. (In German).
- [55] DEUTSCHER STAHLBAU-VERBAND
Preliminary directives for the calculation, design and assembly of non-slip bolted connections. - Stahlbau Verlag, Cologne 1956, Latest Edition, 1963.
- [56] STEINHARDT O.
Some considerations in the use of high strength bolts (in German), VI Congress of LABSE, Stockholm, Final Report, 1960, pp. 173 - 190.
- [57] ROBERT T. FOREMAN, JOHN L. RUMPF
Static tension tests of compact bolted joints. - 1960.
- [58] ROBERT A. BENDIGO, ROGER M. HANSEN and JOHN L. RUMPF.
Long bolted joints. - 1963.
- [59] JOHN L. RUMPF, JOHN FISHER
Calibration of A 325 bolts. - Proceedings of the american society of civil Engineers. December 1963.
- [60] JAMES J. WALLAERT and JOHN FISHER
Shear strength of high strength bolts. - Proceeding of the american society of civil engineers. June 1965.
- [61] RICHARD CHRISTOPHER and GEOFFREY KULAK and JOHN FISHER
Calibration of alloy steel bolts. - Proceedings of the american society of civil engineers. April 1966.

- [62] P.F. ADAMS, M.G. LAY and T.V. GALAMBOS
Experiments on high strength steel members. - Welding re-
search council bulletin, n° 110 - 1965.
- [63] MAXWELL G. LAY and THEODORE V. GALAMBOS
Inelastic beams under moment gradient. - Proceedings of
the american society of civil engineers. February 1967.
- [64] M.G. LAY and T.V. GALAMBOS
The experimental behavior of restrained columns. - Welding
research council bulletin, n° 110, november 1965.
- [65] Règles de calcul des constructions en acier. - (Règles C.M.)
p. 115 - 127 - Décembre 1966.
- [66] "Steel designer's manual". Fourth edition - p. 701 - 738.
May 1972 - Crosby lockwood London.
- [67] "Structural steel detailing". - Second edition - Chapter 5 -
October 1971 - American Institute of steel construction.
- [68] P. LORIN
"Construction métallique". - Tome 1 - p. 128 - 138 - Dunod
Paris 1968.
- [69] JOHN E. LOTHERS
"Design in structural steel". - Third edition - p.91 - 283 -
1972 - Prentice hall, Inc., New jersey.
- [70] TALL
"Structural steel design". - p. 556 - 600 - February 1964.
The Ronald Press company. New York.
- [71] B. BRESLER - T.Y. LIN and J.B. SCALZI
"Design of steel structures". Second edition - p. 103 - 175 -
December 1967 - John Wiley and Sons, Inc. New York.

- [72] WILLIAM Mc GUIRE
"Steel structures". p. 787 - 854 - 1968 - Prentice Hall,
Inc. New Jersey.
- [73] MASSONNET Ch
"Calcul plastique des constructions"
Volume 1, Centre Belgo-Luxembourgeois d'information
de l'acier (A.S.B.L)
-

VU :
Le Président de la Thèse

VU :
Le Directeur de Thèse

N. LE BOT

M. ARIBERT

VU et APPROUVE

RENNES, le 7 Juin 1974

Le Directeur de l'U.E.R.

"Structure et Propriétés de la Matière"

J. HEINNEL.

VU et PERMIS D'IMPRIMER N° 145 C

RENNES, le 21 Juin 1974

Le Président de l'Université de RENNES,

C. CHAMPAUD

